

I. DISPOSICIONES GENERALES

MINISTERIO DE LA PRESIDENCIA, RELACIONES CON LAS CORTES Y MEMORIA DEMOCRÁTICA

13681 *Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural.*

Las estructuras constituyen un elemento fundamental para conseguir la necesaria seguridad de las construcciones que en ellas se sustentan, tanto de edificación como de ingeniería civil, y, en consecuencia, la de los usuarios que las utilizan.

Entre los diferentes materiales que se emplean en su construcción, el hormigón y el acero son los más habituales, por lo que el proyecto y la construcción de estructuras tanto de hormigón, como de acero y mixtas (de hormigón y acero) cobra una especial relevancia en orden a la consecución de dicha seguridad.

La Instrucción de hormigón estructural (EHE-08), aprobada por Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio, ha venido constituyendo, desde su entrada en vigor, el marco en el que se establecen los requisitos a tener en cuenta en el proyecto y ejecución de estructuras de hormigón, tanto de edificación como de ingeniería civil, con el objeto de lograr los niveles de seguridad adecuados a su finalidad.

Asimismo, la Instrucción de Acero Estructural (EAE), aprobada por Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo, constituye el marco reglamentario por el que se establecen las exigencias que deben cumplir las estructuras de acero para satisfacer los requisitos de seguridad estructural y seguridad en caso de incendio, además de la protección del medio ambiente, proporcionando procedimientos que permiten demostrar su cumplimiento con suficientes garantías técnicas. Estas exigencias deben cumplirse en el proyecto y la construcción de las estructuras de acero, así como en su mantenimiento.

Sin embargo, no existe marco reglamentario para el proyecto y ejecución de estructuras mixtas de hormigón y acero.

El nuevo Código Estructural que se aprueba es de carácter eminentemente técnico y adopta un enfoque prestacional, en línea con el empleado en otras instrucciones y códigos, como el Código Técnico de la Edificación, aprobado por Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo, o las Instrucciones EHE-08 y EAE que quedan derogadas mediante la aprobación de este real decreto, lo que permite no limitar la gama de posibles soluciones y fomenta el uso de nuevos productos y técnicas innovadoras. En el Código se establecen y cuantifican unas exigencias de forma que puedan ser objeto de comprobación y cuyo cumplimiento acredita la satisfacción de los requisitos exigibles a las estructuras, y en especial el relativo a la seguridad.

La presente norma responde a la necesidad de actualizar la reglamentación vigente relativa a las estructuras de hormigón y a las estructuras de acero, de acuerdo a las novedades de carácter técnico y reglamentario que afectan al contenido de dicha reglamentación, así como incluir una nueva reglamentación para las estructuras mixtas de hormigón y acero.

En el Código Estructural se regulan las cuestiones relativas a bases de proyecto y análisis estructural, así como a los requisitos técnicos exigibles a los materiales componentes, a la durabilidad y vida útil de las estructuras, a la acción de incendio, al control y la ejecución de las estructuras, actualizando las Instrucciones EHE-08 y EAE que se derogan, conforme a las citadas novedades de carácter técnico y reglamentario. Además, los principales aspectos incluidos en la nueva norma son:

- a) Regular las siguientes materias que no regula la reglamentación actual:
 1. La gestión de las estructuras existentes durante su vida útil, que actualmente quedan fuera del ámbito de aplicación de las Instrucciones de hormigón y acero.

2. Los sistemas de protección, reparación y refuerzo de estructuras de hormigón.
 3. Las estructuras realizadas con acero inoxidable.
 4. Las estructuras mixtas de hormigón y acero.
- b) Modificar las menciones a la Directiva 89/106/CEE del Consejo, de 21 de diciembre de 1988, relativa a la aproximación de las disposiciones legales, reglamentarias y administrativas de los Estados miembros sobre los productos de construcción, que se contenían en la reglamentación vigente, sustituyéndolas por el Reglamento (UE) n.º 305/2011 del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de marzo de 2011, por el que se establecen condiciones armonizadas para la comercialización de productos de construcción y se deroga la Directiva 89/106/CEE del Consejo, cuya principal novedad es que desaparece el concepto de idoneidad al uso de los productos con marcado CE, y se sustituye por la presunción de veracidad de la expresión de los valores de las prestaciones de las características de los productos amparados por dicho marcado.
- c) Evaluar la sostenibilidad de las estructuras considerando las características prestacionales, ambientales, sociales y económicas que aportan los agentes que participan en su proyecto y ejecución.
- d) Establecer recomendaciones para la utilización del hormigón proyectado estructural.
- e) Incorporar los aspectos más relevantes de la normativa europea para el cálculo de las estructuras, de acuerdo a los procedimientos establecidos en los Eurocódigos Estructurales.

Dado el carácter marcadamente técnico del contenido del Código Estructural, se adopta un real decreto para su aprobación, de conformidad con lo establecido en el fundamento jurídico 2.º de la Sentencia del Tribunal Constitucional 131/1996, de 11 de julio, donde se señala que se permite que, en ciertas circunstancias, se pueda regular por real decreto aspectos básicos de una determinada materia por cuanto que la ley formal no es el instrumento idóneo para regular exhaustivamente todos los aspectos básicos de la materia debido al «carácter marcadamente técnico» de los mismos.

Este real decreto se adecúa a los principios de necesidad, eficacia, proporcionalidad, seguridad jurídica, transparencia, y eficiencia establecidos en el artículo 129 de la Ley 39/2015, de 1 de octubre, del Procedimiento Administrativo Común de las Administraciones Públicas.

Cumple con los principios de necesidad y eficacia, ya que la aplicación del nuevo Código Estructural representa, respecto a las reglamentaciones anteriores, una clarificación de los requisitos exigibles a las estructuras de hormigón y de acero, además de incluir por primera vez los correspondientes a las estructuras mixtas de hormigón y acero. El proyecto no distorsiona la competencia en el mercado, sino que la favorece al regular aspectos no recogidos en la reglamentación actual. Es acorde también con el principio de proporcionalidad, ya que la norma contiene la regulación imprescindible para atender la necesidad descrita anteriormente, sin que existan otras medidas menos restrictivas de derechos o que impongan menos obligaciones a los destinatarios, y con el principio de seguridad jurídica dada su integración en el ordenamiento jurídico, con plena coherencia con la reglamentación nacional y europea vigente. Asimismo, cumple con el principio de transparencia, dado que se han cumplido todos los trámites de información indicados en la Ley 50/1997, de 27 de noviembre, del Gobierno, y se ha divulgado en el portal de transparencia del Gobierno de España. Por último, es coherente con el principio de eficiencia, siendo una norma que no supone un incremento de cargas administrativas ni un incremento de gasto público.

Este real decreto se dicta al amparo de lo dispuesto en la regla 13.^a del artículo 149.1 de la Constitución, que atribuye al Estado la competencia en materia de bases y coordinación de la planificación general de la actividad económica.

En la tramitación de este real decreto se han cumplido los trámites establecidos en la Ley 50/1997, de 27 de noviembre, del Gobierno, y en la Directiva (UE) 2015/1535 del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de septiembre de 2015, por la que se establece un procedimiento de información en materia de reglamentaciones técnicas y de reglas relativas a

los servicios de la sociedad de la información, así como en el Real Decreto 1337/1999, de 31 de julio, por el que se regula la remisión de información en materia de normas y reglamentaciones técnicas y reglamentos relativos a los servicios de la sociedad de la información.

Este real decreto se adopta a iniciativa de la Comisión Permanente del Hormigón y de la Comisión Interministerial Permanente de Estructuras de Acero.

En su virtud, a propuesta del Ministro de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana y de la Ministra de Industria, Comercio y Turismo, y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día 29 de junio de 2021,

DISPONGO:

Artículo único. Aprobación del Código Estructural.

Se aprueba el Código Estructural, que se inserta a continuación.

Disposición adicional primera. *Normativa de prevención de riesgos laborales.*

En lo relativo a los aspectos de prevención de riesgos laborales que deben tenerse en cuenta en el contenido del proyecto, en la ejecución de las estructuras y elementos estructurales de hormigón, de acero o mixtas de hormigón y acero, y en los trabajos de mantenimiento de la estructura y en su demolición o deconstrucción, se estará a lo dispuesto en la normativa específica de seguridad y salud sobre la materia y, en particular, a lo establecido en el Real Decreto 1627/1997, de 24 de octubre, por el que se establecen disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción, en el marco de lo dispuesto en la Ley 31/1995, de 8 de noviembre, de Prevención de Riesgos Laborales.

Disposición adicional segunda. *Sector público.*

En los proyectos desarrollados para los órganos o entidades del sector público, como alternativa a las tres opciones previstas en el artículo 3 del Código Estructural para justificar que la estructura cumple las exigencias establecidas en dicho Código, se podrán adoptar soluciones técnicas de acuerdo con los procedimientos que contemplen los Eurocódigos estructurales, constituidos por las normas de la serie EN 1990 a 1999 que se refieran al ámbito de este Código y en la versión en vigor en el momento de aprobación de este Código, cuya aplicación puede considerarse un medio para demostrar el cumplimiento de las exigencias establecidas en el Código Estructural, respetando en cualquier caso su ámbito de aplicación. Cuando se publiquen actualizaciones de dichos Eurocódigos, podrán utilizarse una vez que sus correspondientes Anejos Nacionales estén publicados en la página web del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. Además, se cumplirán las prescripciones recogidas en este Código relativas a los materiales, la durabilidad, la ejecución, el control de calidad y el mantenimiento de la estructura.

Disposición transitoria única. *Aplicación a proyectos y obras.*

Lo dispuesto en este real decreto no será de aplicación a los proyectos cuya orden de redacción o de estudio, en el ámbito de las Administraciones públicas, o encargo, en otros casos, se hubiese efectuado con anterioridad a su entrada en vigor, ni a las obras de ellos derivadas, siempre que estas se inicien en un plazo no superior a un año para las obras de edificación, ni de tres años para las de ingeniería civil, desde dicha entrada en vigor, salvo que por el correspondiente órgano competente, o en su caso por el promotor, se acordase acomodar el proyecto al contenido del «Código estructural».

Disposición derogatoria única. *Derogación normativa.*

1. Quedan derogados el Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio, por el que se aprueba la instrucción de hormigón estructural (EHE-08), y el Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo, por el que se aprueba la Instrucción de Acero Estructural (EAE).

2. Asimismo, quedan derogadas cuantas disposiciones de igual o inferior rango se opongan a lo dispuesto en este real decreto.

Disposición final primera. *Título competencial.*

Este real decreto se dicta al amparo de lo dispuesto en la regla 13.^a del artículo 149.1 de la Constitución, que atribuye al Estado la competencia en materia de bases y coordinación de la planificación general de la actividad económica.

Disposición final segunda. *Desarrollo, ejecución y aplicación.*

El titular del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana dictará las disposiciones necesarias para el desarrollo, ejecución y aplicación de este real decreto.

Disposición final tercera. *Autorización para la actualización de la relación de normas del anexo 1.*

Se autoriza al titular del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana para actualizar la relación de normas referenciada en el anexo 1 del Código Estructural cuando dicha actualización tenga por objeto acomodar su contenido al progreso de la técnica o a la normativa comunitaria.

Disposición final cuarta. *Entrada en vigor.*

El presente real decreto entrará en vigor a los tres meses de su publicación en el «Boletín Oficial del Estado».

Dado en Madrid, el 29 de junio de 2021.

FELIPE R.

La Vicepresidenta Primera del Gobierno y Ministra de la Presidencia,
Relaciones con las Cortes y Memoria Democrática,
CARMEN CALVO POYATO

CÓDIGO ESTRUCTURAL

Título 1. Bases generales.

Capítulo 1. Principios generales.

Artículo 1. Objeto.

Artículo 2. Ámbito de aplicación.

Artículo 3. Consideraciones generales.

Artículo 4. Condiciones generales.

4.1 Condiciones administrativas.

4.2 Condiciones técnicas para la conformidad con este Código.

4.2.1 Condiciones técnicas de los productos, equipos y sistemas.

4.2.2 Condiciones técnicas del proyecto.

4.2.3 Condiciones técnicas de la ejecución.

Artículo 5. Requisitos de las estructuras.

5.1 Requisitos.

5.1.1 Vida útil.

5.2 Exigencias.

5.2.1 Exigencias relativas al requisito de seguridad y de funcionalidad estructural.

5.2.1.1 Exigencia de resistencia y estabilidad.

5.2.1.2 Exigencia de aptitud al servicio.

5.2.1.3 Exigencia de robustez y redundancia.

5.2.1.4 Exigencias relativas a la durabilidad.

5.2.2 Exigencias relativas al requisito de seguridad en caso de incendio.

5.2.2.1 Exigencia de resistencia de la estructura frente al fuego.

5.2.3 Exigencias relativas al requisito de higiene, salud y medio ambiente.

5.2.3.1 Exigencia de calidad medioambiental de la ejecución.

5.2.3.2 Exigencia de reutilización y reciclabilidad.

Capítulo 2. Bases generales para la contribución de la estructura a la sostenibilidad.

Artículo 6. Contribución a la sostenibilidad.

6.1 Introducción.

6.2 Criterios generales.

6.3 Índice de contribución de la estructura a la sostenibilidad.

6.4 Estrategia para la sostenibilidad.

Artículo 7. Distintivo de Sostenibilidad Oficialmente Reconocido (DSOR).

7.1 Procedimiento de reconocimiento oficial de distintivos de sostenibilidad.

7.2 Distintivos de sostenibilidad concedidos por entidades de certificación en otros Estados.

Capítulo 3. Bases generales para el proyecto y criterios de seguridad.

Artículo 8. Criterios de seguridad.

8.1 Bases generales para el proyecto y criterios de seguridad.

8.2 Comprobación estructural mediante cálculo.

8.3 Comprobación estructural mediante ensayos.

Artículo 9. Situaciones de proyecto.

Artículo 10. Método de los Estados Límite.

10.1 Estados Límite y Estados Límite de Servicio.

10.2 Cumplimiento de los Estados Límite durante la vida útil.

Artículo 11. Bases para la comprobación de los Estados Límite asociados a la durabilidad.

11.1 General.

11.2 Identificación del tipo de ambiente.

11.3 Estrategia de durabilidad.

11.3.1 Criterios generales.

11.3.2 Fases de la estrategia de durabilidad.

11.4 Comprobación de los Estados Límite asociados a la durabilidad.

Capítulo 4. Bases generales para la ejecución de las estructuras.

Artículo 12. Criterios generales para la ejecución de las estructuras.

Artículo 13. Adecuación del proceso constructivo al proyecto.

Artículo 14 Gestión de los procesos constructivos.

14.1 Instalaciones ajenas a la obra.

14.2 Gestión medioambiental de la ejecución.

14.3 Nivel de control y clases de ejecución.

Artículo 15. Gestión de los acopios de materiales en obra.

Artículo 16. Actuaciones asociadas a la ejecución.

16.1 Actuaciones previas al comienzo de la ejecución.

16.2 Actuaciones durante el desarrollo de la ejecución.

Capítulo 5. Bases generales para la gestión de la calidad de las estructuras.

Artículo 17. Criterios generales para la gestión de la calidad de las estructuras.

17.1 Definiciones.

17.2 Agentes del control de la calidad.

17.2.1 Dirección facultativa.

17.2.2 Laboratorios y entidades de control de calidad.

17.2.2.1 Laboratorios de control.

17.2.2.2 Entidades de control de calidad.

Artículo 18. Garantía de la conformidad de productos y procesos de ejecución, distintivos de calidad.

18.1 Procedimiento de reconocimiento oficial de distintivos de calidad.

18.2 Distintivos de calidad concedidos por entidades de certificación en otros Estados.

Artículo 19. Plan y programa de control.

Artículo 20. Control de la conformidad del proyecto.

Artículo 21. Control de la conformidad de los productos.

21.1 Control documental de los suministros.

21.1.1 Documentación del marcado CE.

21.2 Control de recepción mediante ensayos.

Artículo 22. Control de la conformidad de los procesos de ejecución.

22.1 Control de la ejecución mediante comprobación del control de producción del constructor.

22.2 Control de la ejecución mediante inspección de los procesos.

22.3 Programación del control de ejecución.

22.4 Niveles de control de la ejecución.

Artículo 23. Control de la comprobación de la conformidad de la estructura terminada.

23.1 Documentación generada para la comprobación de la conformidad.

23.2 Pruebas de carga.

Capítulo 6. Bases generales para la gestión de las estructuras durante su fase de servicio.

Artículo 24. Criterios generales para el mantenimiento de las estructuras.

24.1 Definición de mantenimiento.

24.2 Estrategia de mantenimiento.

24.3 Plan de mantenimiento.

24.4 Plan de mantenimiento tras el fin de obra.

Artículo 25. Criterios generales para la evaluación de estructuras existentes.

25.1 Contexto general y objeto.

25.2 Ámbito de aplicación.

25.3 Fases del proceso de evaluación.

25.4 Niveles de análisis.

25.5 Evaluación cualitativa.

25.5.1 Capacidad portante.

25.5.2 Aptitud al servicio.

Título 2. Estructuras de hormigón.

Capítulo 7. Criterios generales para las estructuras de hormigón.

Artículo 26. Ámbito de aplicación específico relativo a las estructuras de hormigón.

Artículo 27. Criterios específicos para las estructuras de hormigón.

27.1 Clases de exposición de los elementos de hormigón.

27.2 Exigencias específicas de las estructuras de hormigón.

Capítulo 8. Estructuras de hormigón. Propiedades tecnológicas de los materiales.

Artículo 28. Cementos.

Artículo 29. Agua.

Artículo 30. Áridos.

30.1 Generalidades.

30.2 Designación de los áridos.

30.3 Tamaños máximo y mínimo de un árido.

30.3.1 Limitaciones del árido grueso para la fabricación del hormigón.

30.4 Granulometría de los áridos.

30.4.1 Contenido de finos.

30.4.2 Calidad de los finos de los áridos.

- 30.5 Forma del árido grueso.
 - 30.6 Requisitos físico-mecánicos.
 - 30.7 Requisitos químicos.
 - 30.7.1 Cloruros.
 - 30.7.2 Sulfatos solubles en ácido.
 - 30.7.3 Compuestos totales de azufre.
 - 30.7.4 Materia orgánica. Compuestos que alteran la velocidad de fraguado y el endurecimiento del hormigón.
 - 30.7.5 Reactividad álcali-árido.
 - 30.8 Áridos reciclados.
 - 30.8.1 Generalidades.
 - 30.8.2 Designación de los áridos.
 - 30.8.3 Requisitos físico mecánicos.
 - 30.8.3.1 Condiciones físico-mecánicas.
 - 30.8.4 Requisitos de composición del árido reciclado.
 - 30.8.4.1 Reactividad álcali-árido.
 - 30.9 Áridos de escorias de horno alto enfriadas por aire.
- Artículo 31. Aditivos.
- 31.1 Generalidades.
 - 31.2 Tipos de aditivos.
- Artículo 32. Adiciones.
- 32.1 Prescripciones y ensayos de las cenizas volantes.
 - 32.2 Prescripciones y ensayos del humo de sílice.
- Artículo 33. Hormigones.
- 33.1 Composición.
 - 33.2 Condiciones de calidad.
 - 33.3 Características mecánicas.
 - 33.4 Valor mínimo de la resistencia.
 - 33.5 Docilidad del hormigón.
 - 33.6 Tipificación de los hormigones.
- Artículo 34. Aceros para armaduras pasivas.
- 34.1 Generalidades.
 - 34.2 Barras y rollos de acero soldable.
 - 34.3 Alambres de acero soldable.
 - 34.4 Barras, rollos y alambres de acero soldable inoxidable.
- Artículo 35. Armaduras pasivas.
- 35.1 Generalidades.
 - 35.2 Armaduras normalizadas.
 - 35.2.1 Mallas electrosoldadas.
 - 35.2.2 Armaduras básicas electrosoldadas en celosía.
 - 35.3 Ferralla armada.

Artículo 36. Aceros para armaduras activas.

- 36.1 Generalidades.
- 36.2 Características mecánicas.
- 36.3 Alambres de pretensado.
- 36.4 Barras de pretensado.
- 36.5 Cordones de pretensado.

Artículo 37. Armaduras activas.

- 37.1 Sistemas de pretensado.
- 37.2 Dispositivos de anclaje y empalme de las armaduras postesas.
 - 37.2.1 Características de los anclajes.
 - 37.2.2 Elementos de empalme.
- 37.3 Vainas y accesorios.
 - 37.3.1 Vainas.
 - 37.3.2 Tipos de vainas y criterios de selección.
 - 37.3.3 Accesorios.
- 37.4 Productos de inyección.
 - 37.4.1 Generalidades.
 - 37.4.2 Productos de inyección adherentes.
 - 37.4.2.1 Materiales componentes.
 - 37.4.2.2 Requisitos de los productos de inyección.
 - 37.4.3 Productos de inyección no adherentes.

Artículo 38. Piezas de entrevigado en forjados.

Artículo 39. Sistemas de protección para la mejora de la durabilidad.

- 39.1 Definiciones.
- 39.2 Generalidades.
- 39.3 Métodos de protección.
- 39.4 Sistemas de protección.
- 39.5 Productos de protección.
 - 39.5.1 Productos de protección del hormigón.
 - 39.5.2 Productos de protección de las armaduras.

Artículo 40. Sistemas de reparación de estructuras de hormigón.

- 40.1 Generalidades.
- 40.2 Métodos de reparación.
- 40.3 Sistemas de reparación.
- 40.4 Productos de reparación.
 - 40.4.1 Morteros de reparación.
 - 40.4.2 Productos de inyección.

Artículo 41. Sistemas de refuerzo de estructuras de hormigón.

- 41.1 Generalidades.
- 41.2 Métodos de refuerzo.
- 41.3 Sistemas de refuerzo.

41.4 Productos de refuerzo.

41.4.1 Polímeros reforzados con fibras.

41.4.1.1 Matrices.

41.4.1.2 Fibras.

41.4.2 Adhesivos.

Artículo 42. Morteros para juntas húmedas entre elementos prefabricados de hormigón, con función estructural.

42.1 Tipos de mortero.

42.2 Propiedades del mortero.

Capítulo 9. Durabilidad de las estructuras de hormigón.

Artículo 43. Estrategia de durabilidad en los elementos de hormigón.

43.1 Selección de la forma estructural.

43.2 Prescripciones respecto a la calidad del hormigón.

43.2.1 Requisitos mínimos de dosificación del hormigón.

43.3 Medidas frente a agresividades específicas.

43.3.1 Protección de las armaduras frente a la corrosión.

43.3.1.1 Criterios generales.

43.3.1.2 Criterios adicionales de protección de las armaduras activas.

43.3.1.3 Sistemas de protección superficial del hormigón.

43.3.1.4 Productos inhibidores de la corrosión.

43.3.1.5 Armaduras pasivas de acero inoxidable.

43.3.1.6 Armaduras galvanizadas en caliente.

43.3.1.7 Sistemas de protección catódica.

43.3.2 Impermeabilidad del hormigón.

43.3.3 Resistencia del hormigón frente al ataque por ciclos hielo-deshielo.

43.3.4 Resistencia frente al ataque químico.

43.3.4.1 Resistencia del hormigón frente al ataque por sulfatos.

43.3.4.2 Resistencia frente al ataque por agua de mar.

43.3.4.3 Prevención de la reactividad álcali-árido.

43.3.5 Resistencia del hormigón frente al ataque por erosión.

43.3.6 Influencia de la fisuración en la durabilidad.

43.4 Medidas específicas para la fase de ejecución.

43.4.1 Recubrimiento nominal.

43.4.2 Separadores.

43.4.3 Contacto entre armaduras de diferentes tipos.

43.5 Medidas específicas para la fase de uso.

Artículo 44. Consideraciones adicionales específicas en función de la clase de exposición.

44.1 Criterios generales.

44.2 Clases de exposición XC, XS y XD. Fisuración del recubrimiento debido a la corrosión de la armadura.

44.2.1 Espesores de recubrimiento.

44.2.1.1 Armaduras pasivas y armaduras activas pretesas.

44.2.1.2 Armaduras activas postesas.

44.3 Clases de exposición XF. Ataque al hormigón por ciclos hielo/deshielo con sales fundentes o sin ellas.

44.4 Clases de exposición XA. Ataque químico al hormigón.

44.5 Clases de exposición XM. Desgaste por erosión en el hormigón.

Capítulo 10. Estructuras de hormigón. Dimensionamiento y comprobación.

Artículo 45. Comprobación y dimensionamiento de las estructuras de hormigón.

Artículo 46. Proyecto de estructuras de hormigón frente al fuego.

Artículo 47. Proyecto de estructuras de hormigón frente al sismo.

Capítulo 11. Ejecución de estructuras de hormigón.

Artículo 48. Procesos previos a la colocación de las armaduras.

48.1 Replanteo de la estructura.

48.2 Cimbras y apuntalamientos.

48.3 Encofrados y moldes.

48.4 Productos desencofrantes.

Artículo 49. Procesos de elaboración, armado y montaje de las armaduras pasivas.

49.1 Suministro de productos de acero para armaduras pasivas.

49.1.1 Suministro del acero.

49.1.2 Suministro de las mallas electrosoldadas y armaduras básicas electrosoldadas en celosía.

49.2 Instalaciones de ferralla.

49.2.1 Generalidades.

49.2.2 Maquinaria.

49.2.3 Almacenamiento y gestión de los acopios.

49.2.4 Control de producción.

49.3 Criterios generales para los procesos de ferralla.

49.3.1 Despiece.

49.3.2 Enderezado.

49.3.3 Corte.

49.3.4 Doblado.

49.4 Armado de la ferralla.

49.4.1 Distancia entre barras de armaduras pasivas.

49.4.1.1 Barras aisladas.

49.4.1.2 Grupos de barras.

- 49.4.2 Operaciones de pre-armado.
 - 49.4.3 Operaciones de armado.
 - 49.4.3.1 Consideraciones generales sobre el armado.
 - 49.4.3.2 Consideraciones específicas sobre la soldadura no resistente.
 - 49.5 Criterios específicos para el anclaje y empalme de las armaduras.
 - 49.5.1 Anclaje de las armaduras pasivas.
 - 49.5.1.1 Generalidades.
 - 49.5.1.2 Anclaje de barras corrugadas.
 - 49.5.1.3 Reglas especiales para el caso de grupos de barras.
 - 49.5.1.4 Anclaje de mallas electrosoldadas.
 - 49.5.2 Empalme de las armaduras pasivas.
 - 49.5.2.1 Generalidades.
 - 49.5.2.2 Empalmes por solapo.
 - 49.5.2.3 Empalmes por solapo de grupos de barras.
 - 49.5.2.4 Empalmes por solapo de mallas electrosoldadas.
 - 49.5.2.5 Empalmes por soldadura resistente.
 - 49.5.2.6 Empalmes mecánicos.
 - 49.6 Suministro de ferralla (elaborada y armada).
 - 49.7 Transporte y almacenamiento.
 - 49.8 Montaje de las armaduras.
 - 49.8.1 Generalidades.
 - 49.8.2 Disposición de separadores.
- Artículo 50. Procesos de colocación y tesado de las armaduras activas.
- 50.1 Sistemas de aplicación del pretensado.
 - 50.1.1 Generalidades.
 - 50.1.2 Equipos para la aplicación del pretensado.
 - 50.2 Procesos previos al tesado de las armaduras activas.
 - 50.2.1 Suministro y almacenamiento de elementos de pretensado.
 - 50.2.1.1 Unidades de pretensado.
 - 50.2.1.2 Dispositivos de anclaje y empalme.
 - 50.2.1.3 Vainas y accesorios de pretensado.
 - 50.2.1.4 Productos de inyección.
 - 50.2.2 Colocación de las armaduras activas.
 - 50.2.2.1 Colocación de vainas y tendones.
 - 50.2.2.2 Colocación de desviadores.
 - 50.2.2.3 Distancia entre armaduras activas pretensadas.
 - 50.2.2.4 Distancia entre armaduras activas postesas.
 - 50.2.3 Adherencia de las armaduras activas al hormigón.
 - 50.2.4 Empalmes de las armaduras activas.
 - 50.3 Procesos de tesado de las armaduras activas.
 - 50.3.1 Generalidades.
 - 50.3.2 Programa de tesado.

- 50.3.3 Tensión máxima inicial admisible en las armaduras.
- 50.3.4 Retesado de armaduras postesas.
- 50.4 Procesos posteriores al tesado de las armaduras activas.
- 50.4.1 Inyección de las vainas en armaduras postesas.
- 50.4.1.1 Generalidades.
- 50.4.1.2 Preparación de la mezcla.
- 50.4.1.3 Programa de inyección.
- 50.4.1.4 Ejecución de la inyección.
- 50.4.1.5 Medidas de seguridad durante la inyección.
- 50.4.2 Destesado de armaduras pretesas.
- Artículo 51. Fabricación y suministro del hormigón.
- 51.1 Prescripciones generales.
- 51.1.1 Consideraciones adicionales para hormigones especiales.
- 51.2 Instalaciones de fabricación del hormigón.
- 51.2.1 Generalidades.
- 51.2.2 Sistemas de almacenamiento y gestión de los acopios.
- 51.2.2.1 Cemento.
- 51.2.2.2 Áridos.
- 51.2.2.3 Agua.
- 51.2.2.4 Adiciones.
- 51.2.2.5 Aditivos.
- 51.2.3 Instalaciones de dosificación.
- 51.2.3.1 Cemento.
- 51.2.3.2 Áridos.
- 51.2.3.3 Agua.
- 51.2.3.4 Adiciones.
- 51.2.3.5 Aditivos.
- 51.2.4 Equipos de amasado.
- 51.2.5 Control de producción.
- 51.3 Fabricación del hormigón.
- 51.3.1 Suministro de materiales componentes.
- 51.3.2 Dosificación de materiales componentes.
- 51.3.2.1 Criterios generales.
- 51.3.2.2 Cemento.
- 51.3.2.3 Áridos.
- 51.3.2.4 Agua.
- 51.3.2.5 Adiciones.
- 51.3.2.6 Aditivos.
- 51.3.3 Amasado del hormigón.
- 51.3.4 Designación y características.
- 51.4 Transporte y suministro del hormigón.
- 51.4.1 Transporte del hormigón.
- 51.4.2 Suministro del hormigón.

Artículo 52. Puesta en obra y curado del hormigón y de los productos de protección, reparación y refuerzo.

- 52.1 Vertido y colocación del hormigón.
- 52.2 Compactación del hormigón.
- 52.3 Puesta en obra del hormigón en condiciones climáticas especiales.
 - 52.3.1 Hormigonado en tiempo frío.
 - 52.3.2 Hormigonado en tiempo caluroso.
- 52.4 Juntas de hormigonado.
- 52.5 Curado del hormigón.
- 52.6 Puesta en obra de los productos de protección, reparación y refuerzo.

Artículo 53. Procesos posteriores al hormigonado.

- 53.1 Desencofrado y desmoldeo.
- 53.2 Descimbrado y desapuntalado.
- 53.3 Acabado de superficies.

Artículo 54. Elementos prefabricados.

- 54.1 Transporte, descarga y manipulación.
- 54.2 Acopio en obra.
- 54.3 Montaje de elementos prefabricados.
 - 54.3.1 Viguetas y losas alveolares.
 - 54.3.1.1 Colocación de viguetas y piezas de entrevigado.
 - 54.3.1.2 Desapuntalado.
 - 54.3.1.3 Realización de tabiques divisorios.
 - 54.3.2 Otros elementos prefabricados lineales.
- 54.4 Uniones de elementos prefabricados.

Capítulo 12. Gestión de la calidad del proyecto de estructuras de hormigón.

Artículo 55. Criterios específicos para el desarrollo del control de proyecto en las estructuras de hormigón.

- 55.1 Niveles del control de proyecto.
- 55.2 Documentación del control de proyecto.

Capítulo 13. Gestión de la calidad de los productos en estructuras de hormigón.

Artículo 56. Criterios específicos para el control de los productos.

- 56.1 Control documental.
- 56.2 Inspección de las instalaciones.
- 56.3 Toma de muestras y realización de los ensayos.
- 56.4 Criterios específicos para la comprobación de la conformidad de los productos.
 - 56.4.1 Cementos.
 - 56.4.2 Áridos.
 - 56.4.3 Aditivos.
 - 56.4.4 Adiciones.
 - 56.4.5 Agua.
 - 56.4.6 Productos para la protección, reparación y refuerzo.

Artículo 57. Control del hormigón.

57.1 Criterios generales para el control de la conformidad de un hormigón.

57.2 Toma de muestras.

57.3 Realización de los ensayos.

57.3.1 Ensayos de docilidad del hormigón.

57.3.2 Ensayos de resistencia del hormigón.

57.3.3 Ensayos de durabilidad.

57.4 Control previo al suministro.

57.4.1 Comprobación documental previa al suministro.

57.4.2 Comprobación de las instalaciones.

57.4.3 Comprobaciones experimentales previas al suministro.

57.4.3.1 Posible exención de ensayos.

57.5 Control durante el suministro.

57.5.1 Control documental durante el suministro.

57.5.2 Comprobación de la conformidad de la docilidad del hormigón durante el suministro.

57.5.2.1 Realización de los ensayos.

57.5.2.2 Criterios de aceptación o rechazo.

57.5.3 Modalidades de control de la conformidad de la resistencia del hormigón durante el suministro.

57.5.4 Control estadístico de la resistencia del hormigón durante el suministro.

57.5.4.1 Lotes y ensayos de control de la resistencia.

57.5.4.2 Criterios de identificación de la resistencia del hormigón.

57.5.4.3 Criterios de aceptación o rechazo de la resistencia del hormigón.

57.5.5 Control de la resistencia del hormigón al 100 por 100.

57.5.5.1 Realización de los ensayos.

57.5.5.2 Criterios de aceptación o rechazo.

57.5.6 Control indirecto de la resistencia del hormigón.

57.5.6.1 Realización de los ensayos.

57.5.6.2 Criterios de aceptación o rechazo.

57.5.7 Comprobación de la conformidad de la durabilidad del hormigón durante el suministro.

57.6 Certificado del hormigón suministrado.

57.7 Decisiones derivadas del control.

57.7.1 Decisiones derivadas del control previo al suministro.

57.7.2 Decisiones derivadas del control previas a su puesta en obra.

57.7.3 Decisiones derivadas del control experimental tras su puesta en obra.

57.7.3.1 Decisiones derivadas del control de la resistencia.

57.7.3.2 Actuaciones consecuentes a las decisiones derivadas del control de la resistencia.

57.7.3.3 Decisiones derivadas del control de la durabilidad.

- 57.8 Ensayos de información complementaria del hormigón.
- 57.9 Control del hormigón para la fabricación de elementos prefabricados.
- 57.9.1 Control de la conformidad en la docilidad del hormigón.
- 57.9.1.1 Realización de los ensayos.
- 57.9.1.2 Criterio de aceptación.
- 57.9.2 Control estadístico de la resistencia.
- 57.9.2.1 Realización de los ensayos.
- 57.9.2.2 Criterios de aceptación o rechazo de la resistencia del hormigón.
- 57.9.2.3 Decisiones derivadas del control de la resistencia del hormigón.
- Artículo 58. Control del acero para armaduras pasivas.
- Artículo 59. Control de las armaduras pasivas.
- 59.1 Control de las armaduras normalizadas (mallas electrosoldadas y armaduras básicas electrosoldadas en celosía).
- 59.1.1 Toma de muestras.
- 59.1.2 Realización de ensayos.
- 59.1.3 Control previo al suministro.
- 59.1.4 Control durante el suministro.
- 59.1.4.1 Control documental durante el suministro.
- 59.1.4.2 Control experimental durante el suministro.
- 59.1.5 Certificado de suministro.
- 59.2 Control de la ferralla (elaborada y armada).
- 59.2.1 Toma de muestras.
- 59.2.2 Realización de los ensayos.
- 59.2.2.1 Ensayos para la comprobación de la conformidad de las características mecánicas.
- 59.2.2.2 Ensayos para la comprobación de la conformidad de las características de adherencia.
- 59.2.2.3 Ensayos para la comprobación de la conformidad de las dimensiones.
- 59.2.3 Control previo al suministro.
- 59.2.3.1 Comprobación documental previa al suministro.
- 59.2.3.2 Comprobación de las instalaciones de ferralla.
- 59.2.4 Control durante el suministro.
- 59.2.4.1 Control documental durante el suministro o su fabricación en obra.
- 59.2.4.2 Comprobaciones experimentales: criterios generales.
- 59.2.4.3 Comprobaciones experimentales: características mecánicas y de adherencia.
- 59.2.4.4 Comprobaciones experimentales: dimensiones.
- 59.2.4.5 Comprobaciones experimentales: procesos de elaboración con soldadura resistente.
- 59.2.5 Certificado del suministro.
- Artículo 60. Control del acero para armaduras activas.
- Artículo 61. Control de los elementos y sistemas de aplicación del pretensado.
- 61.1 Criterios generales para el control.
- 61.2 Toma de muestras.

- 61.3 Realización de ensayos.
- 61.4 Control previo a la aplicación del pretensado.
- 61.5 Control durante la aplicación del pretensado.

- 61.5.1 Comprobación documental durante el suministro y aplicación del pretensado.
- 61.5.2 Control experimental durante el suministro y aplicación del pretensado.

- 61.5.2.1 Control experimental de la conformidad de las unidades de pretensado.
- 61.5.2.2 Control experimental de la conformidad de los dispositivos de anclaje y empalme.

- 61.5.2.3 Control de las vainas y accesorios de pretensado.
- 61.5.2.4 Control de los productos de inyección.

61.6 Certificado del suministro.

Artículo 62. Control de los elementos prefabricados.

62.1 Criterios generales para el control de la conformidad de los elementos prefabricados.

62.2 Toma de muestras.

62.3 Realización de los ensayos.

- 62.3.1 Comprobación de la conformidad de los procesos de prefabricación.

- 62.3.2 Ensayos para la comprobación de la conformidad de los productos empleados para la prefabricación de los elementos estructurales.

- 62.3.3 Ensayos para la comprobación de la conformidad de la geometría de los elementos prefabricados.

- 62.3.4 Comprobación de la conformidad del recubrimiento de la armadura.

- 62.3.5 Otros ensayos.

62.4 Control previo al suministro.

- 62.4.1 Comprobación documental.

- 62.4.2 Comprobación de las instalaciones.

- 62.4.3 Posible exención de comprobaciones previas.

62.5 Control durante el suministro.

- 62.5.1 Control documental durante el suministro.

- 62.5.2 Comprobación de la conformidad de los productos empleados.

- 62.5.3 Comprobaciones experimentales durante el suministro.

- 62.5.3.1 Posible exención de las comprobaciones experimentales.

- 62.5.3.2 Lotes para la comprobación de la conformidad de los elementos prefabricados.

- 62.5.3.3 Comprobación experimental de los procesos de prefabricación.

- 62.5.3.4 Comprobación experimental de la geometría de los elementos prefabricados.

- 62.5.3.5 Certificado del suministro.

Capítulo 14. Gestión de la calidad de la ejecución de estructuras de hormigón.

Artículo 63. Programación del control de ejecución en las estructuras de hormigón.

63.1 Lotes de ejecución.

63.2 Unidades de inspección.

Artículo 64. Comprobaciones previas al comienzo de la ejecución.

Artículo 65. Control de los procesos de ejecución previos a la colocación de la armadura.

65.1 Control del replanteo de la estructura.

65.2 Control de las cimentaciones.

65.3 Control de las cimbras y apuntalamientos.

65.4 Control de los encofrados y moldes.

Artículo 66. Control del proceso de montaje de las armaduras pasivas.

Artículo 67. Control de las operaciones de pretensado.

67.1 Control del tesado de las armaduras activas.

67.2 Control de la ejecución de la inyección.

Artículo 68. Control de los procesos de hormigonado.

Artículo 69. Control de procesos posteriores al hormigonado.

69.1 Control de los trabajos de protección, reparación y refuerzo.

Artículo 70. Control del montaje y uniones de elementos prefabricados.

Artículo 71. Control del elemento construido.

Artículo 72. Controles de la estructura mediante ensayos de información complementaria.

72.1 Generalidades.

72.2 Pruebas de carga.

72.3 Otros ensayos no destructivos.

Artículo 73. Control de aspectos medioambientales.

Capítulo 15. Gestión de las estructuras de hormigón durante su vida de servicio.

Artículo 74. Evaluación de estructuras existentes de hormigón.

74.1 Objeto y planteamiento.

74.2 Principio básicos del análisis de construcciones existentes de hormigón.

74.3 Propiedades de los materiales.

74.4 Análisis estructural.

Artículo 75. Criterios generales para la reparación de estructuras de hormigón.

75.1 Contexto general y objeto.

75.2 Clasificación de los deterioros y daños objeto de reparación.

75.3 Proyecto de reparación.

75.3.1 Catálogo de daños y mapas de daños.

75.3.2 Catálogo de soluciones de reparación.

75.4 Plan de inspección y mantenimiento.

Artículo 76. Criterios generales para el refuerzo de estructuras de hormigón.

76.1 Contexto general y objeto.

76.2 Clasificación de los refuerzos estructurales en piezas de hormigón.

76.3 Procedimientos de refuerzo de piezas de hormigón.

76.3.1 Refuerzo sin alterar la sección de la pieza.

76.3.2 Refuerzo aplicado a la sección de la pieza.

76.4 Proyecto de refuerzo.

76.5 Plan de inspección y mantenimiento.

Capítulo 16. Demolición y deconstrucción de estructuras de hormigón.

Artículo 77. Demolición de estructuras de hormigón.

77.1 Generalidades.

77.2 Trabajos previos a la demolición de la estructura de hormigón.

77.3 Procesos de demolición de la estructura.

Artículo 78. Deconstrucción de estructuras de hormigón.

78.1 Generalidades.

78.2 Medidas adicionales para la deconstrucción de las estructuras de hormigón.

Título 3. Estructuras de acero.

Capítulo 17. Criterios generales para las estructuras de acero.

Artículo 79. Ámbito de aplicación específico relativo a las estructuras de acero.

Artículo 80. Criterios específicos para las estructuras de acero.

80.1 Clases de exposición relativas a la corrosividad del acero estructural.

Capítulo 18. Propiedades tecnológicas de los materiales para las estructuras de acero.

Artículo 81. Generalidades.

Artículo 82. Características de los aceros.

82.1 Composición química.

82.2 Características mecánicas.

82.3 Requisitos de ductilidad.

82.4 Características tecnológicas.

82.5 Determinación de las características de los aceros.

82.5.1 Composición química.

82.5.2 Características de tracción.

82.5.3 Resiliencia.

82.5.4 Tenacidad de fractura.

82.5.5 Soldabilidad (carbono equivalente).

82.5.6 Características de doblado.

82.5.7 Resistencia al desgarro laminar.

Artículo 83. Tipos de acero.

83.1 Aceros no aleados laminados en caliente.

83.2 Aceros con características especiales.

83.2.1 Aceros soldables de grano fino, en la condición de normalizado.

83.2.2 Aceros soldables de grano fino, laminados termomecánicamente.

83.2.3 Aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica (aceros patinables).

83.2.4 Aceros de alto límite elástico, en la condición de templado y revenido.

83.2.5 Aceros con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto.

83.2.6 Aceros inoxidables, laminados en caliente.

Artículo 84. Productos de acero.

84.1 Perfiles y chapas de sección llena laminados en caliente.

84.2 Perfiles de sección hueca acabados en caliente.

84.3 Perfiles de sección hueca conformados en frío.

84.4 Perfiles de sección abierta conformados en frío.

84.5 Perfiles y chapas no normalizados.

Artículo 85. Medios de unión.

85.1 Generalidades.

85.2 Tornillos, tuercas y arandelas.

85.3 Tipos especiales de tornillos.

85.3.1 Tornillos de cabeza avellanada.

85.3.2 Tornillos calibrados.

85.3.3 Tornillos de inyección.

85.4 Bulones.

85.5 Material de aportación.

Artículo 86. Sistemas de protección.

86.1 Tipos de pintura.

86.2 Sistemas de pintura.

86.3 Prescripciones y ensayos de los sistemas de pintura.

86.4 Prescripciones para los sistemas de protección con proyección térmica de cinc y de galvanización en caliente.

Capítulo 19. Durabilidad de las estructuras de acero.

Artículo 87. Estrategia de durabilidad en los elementos de acero.

87.1 Selección de la forma estructural.

87.2 Selección de materiales.

87.3 Medidas específicas frente a la corrosión.

87.3.1 Sistemas de protección superficial.

87.3.2 Sobrepesores de la sección de acero.

87.3.3 Sistemas de protección catódica.

87.4 Detalles constructivos.

87.5 Medidas de mantenimiento durante la fase de uso.

Capítulo 20. Estructuras de acero. Dimensionamiento y comprobación.

Artículo 88. Comprobación y dimensionamiento de las estructuras de acero.

Artículo 89. Proyecto de estructuras de acero frente al fuego.

Artículo 90. Proyecto de estructuras de acero frente al sismo.

Capítulo 21. Fabricación y montaje de las estructuras de acero.

Artículo 91. Preparación y fabricación.

91.1 Generalidades.

91.2 Clases de ejecución.

91.2.1 Nivel de riesgo.

91.2.2 Condiciones de ejecución y uso.

91.2.2.1 Categorías de uso.

91.2.2.2 Categoría de ejecución.

91.2.3 Determinación de la clase de ejecución.

91.3 Planos de taller.

91.3.1 Contenido.

91.3.2 Revisión y modificaciones.

91.4 Preparación del material.

91.4.1 Marcado, manipulación y almacenamiento.

91.4.2 Enderezado.

91.4.3 Corte.
91.4.4 Conformación.
91.4.5 Perforación.

91.5 Ensamblado y armado.
91.6 Montaje en blanco.

Artículo 92. Transporte y montaje.

92.1 Transporte y llegada a obra.

92.1.1 Salida de taller.
92.1.2 Transporte a obra.
92.1.3 Ensamblado a pie de obra.

92.2 Actuaciones previas al montaje en obra.

92.2.1 Condiciones del emplazamiento para el montaje de estructuras de acero.
92.2.2 Programas de montaje.
92.2.3 Replanteo de la estructura.
92.2.4 Soportes.

92.3 Montaje.

92.3.1 Planos de montaje.
92.3.2 Marcado.
92.3.3 Manipulación y almacenamiento en montaje.
92.3.4 Montaje de prueba.
92.3.5 Métodos de montaje.
92.3.6 Alineaciones.

Artículo 93. Fijación con elementos mecánicos.

93.1 Generalidades.
93.2 Situación y tamaño de los agujeros.
93.3 Utilización de tornillos.
93.4 Utilización de tuercas.
93.5 Utilización de arandelas.
93.6 Apretado de tornillos sin pretensar.
93.7 Apretado de tornillos pretensados.

93.7.1 Método de la llave dinamométrica.
93.7.2 Método de la arandela con indicación directa de tensión.
93.7.3 Método combinado.

93.8 Superficies de contacto en uniones resistentes al deslizamiento.
93.9 Fijaciones especiales.

93.10 Utilización de tipos especiales de tornillos.

93.10.1 Tornillos de cabeza avellanada.
93.10.2 Tornillos calibrados y bulones.
93.10.3 Tornillos de inyección.

Artículo 94. Soldadura.

94.1 Introducción.
94.2 Plan de soldadura.
94.3 Proceso de soldadura

94.4 Cualificación del procedimiento de soldadura.

94.4.1 Procedimiento de soldeo.

94.4.2 Cualificación de soldadores y operadores de soldeo.

94.4.3 Coordinación del soldeo.

94.5 Preparación y ejecución de la soldadura.

94.5.1 Preparación de bordes.

94.5.2 Almacenamiento de consumibles.

94.5.3 Protección contra la intemperie.

94.5.4 Montaje para el soldeo.

94.5.5 Precalentamiento.

94.5.6 Uniones temporales.

94.5.7 Soldaduras de punteo.

94.5.8 Soldaduras en ángulo.

94.5.9 Soldaduras a tope.

94.5.9.1 Generalidades.

94.5.9.2 Soldaduras por un solo lado.

94.5.9.3 Toma de raíz.

94.5.10 Soldaduras de ranura.

94.5.11 Soldaduras de conectadores.

94.5.12 Tratamiento post-soldadura.

94.5.13 Enderezado.

94.5.14 Limpieza y saneado en la ejecución de soldaduras.

94.6 Criterios de aceptación de soldaduras.

Artículo 95. Tratamientos de protección.

95.1 Generalidades.

95.2 Preparación de las superficies.

95.3 Métodos de protección.

95.3.1 Metalización.

95.3.2 Galvanización en caliente.

95.3.3 Pintado.

95.4 Requisitos especiales.

95.5 Protección de elementos de fijación.

95.6 Tratamientos de protección de aceros patinables.

Capítulo 22. Gestión de la calidad del proyecto de estructuras de acero.

Artículo 96. Criterios específicos para el desarrollo del control de proyecto en las estructuras de acero.

96.1 Niveles del control de proyecto.

96.2 Documentación del control de proyecto.

Capítulo 23. Gestión de la calidad de los productos en estructuras de acero.

Artículo 97. Control de los productos de acero.

97.1 Comprobación de la conformidad.

97.2 Toma de muestras.

97.3 Realización de los ensayos.

Artículo 98. Control de los medios de unión.

98.1 Control de la conformidad de los tornillos, tuercas, arandelas y bulones.

98.2 Control del material de aportación para las soldaduras.

Artículo 99. Control de los sistemas de protección.

99.1 Especificaciones.

99.2 Realización de ensayos.

99.3 Criterios de aceptación o rechazo.

Artículo 100. Control de estructuras componentes.

Capítulo 24. Gestión de la calidad de la fabricación y ejecución de estructuras de acero.

Artículo 101. Programación del control de las estructuras de acero.

101.1 Lotes de ejecución.

101.2 Unidades de inspección.

Artículo 102. Comprobaciones previas al comienzo de la fabricación y ejecución.

102.1 Programa de puntos de inspección.

Artículo 103. Control de la fabricación en taller y del montaje en obra.

103.1 Comprobaciones previas al inicio del suministro.

103.1.1 Comprobación documental previa al suministro.

103.1.2 Comprobación de las instalaciones.

103.2 Control de la fabricación en taller.

103.2.1 Control documental durante el suministro.

103.2.2 Comprobaciones experimentales durante el suministro.

103.2.2.1 Control de los procedimientos de corte térmico y perforación.

103.2.2.2 Control de las operaciones de conformado.

103.2.2.3 Control dimensional de los elementos.

103.2.2.4 Comprobación de la cualificación del personal para la soldadura.

103.2.2.5 Control de los procedimientos de soldeo.

103.2.2.6 Comprobación de la ejecución de las soldaduras.

103.2.2.7 Control de soldaduras reparadas.

103.2.2.8 Control de uniones atornilladas.

103.2.2.9 Control del armado en taller.

103.2.2.10 Control del montaje en blanco.

103.3 Control del montaje en obra.

103.3.1 Comprobaciones previas al montaje.

103.3.1.1 Memoria de montaje.

103.3.1.2 Planos de montaje.

103.3.1.3 Programa de inspección.

103.3.2 Comprobaciones durante el montaje.

Capítulo 25. Gestión de las estructuras de acero durante su vida de servicio.

Artículo 104. Evaluación de estructuras existentes de acero.

104.1 Objeto y planteamiento.

104.2 Principios básicos del análisis de construcciones existentes de acero.

104.3 Propiedades de los materiales y geometría.

104.4 Análisis estructural.

Artículo 105. Criterios generales para la reparación de estructuras de acero.

105.1 Contexto general y objeto.

105.2 Clasificación de los deterioros y daños objeto de reparación.

105.3 Proyecto de reparación.

105.3.1 Catálogo de daños y mapa de daños.

105.3.2 Catálogo de soluciones de reparación.

105.4 Plan de Inspección y Mantenimiento.

Artículo 106. Criterios generales para el refuerzo de estructuras de acero.

106.1 Contexto general y objeto.

106.2 Clasificación de los refuerzos estructurales en piezas de acero.

106.3 Procedimientos de refuerzo de piezas de acero.

106.3.1 Refuerzo sin alterar la sección de la pieza.

106.3.2 Refuerzo aplicado a la sección de la pieza.

106.4 Proyecto de refuerzo.

106.5 Plan y Programa de Inspección y Mantenimiento.

Capítulo 26. Deconstrucción de estructuras de acero.

Artículo 107. Demolición de estructuras de acero.

107.1 Generalidades.

107.2 Trabajos previos a la demolición de la estructura de acero.

107.3 Proceso de demolición de la estructura.

Artículo 108. Deconstrucción de estructuras de acero.

Título 4. Estructuras mixtas.

Capítulo 27. Criterios generales para las estructuras mixtas hormigón-acero.

Artículo 109. Ámbito de aplicación específico relativo a las estructuras mixtas hormigón-acero.

Artículo 110. Requisitos específicos para las estructuras mixtas hormigón-acero.

Capítulo 28. Propiedades tecnológicas de los materiales para las estructuras mixtas hormigón-acero.

Artículo 111. Generalidades.

Artículo 112. Propiedades de elementos específicos de estructuras mixtas hormigón-acero.

112.1 Pernos conectadores.

112.2 Chapa nervada para losas mixtas en edificación.

Capítulo 29. Durabilidad de las estructuras mixtas hormigón-acero.

Artículo 113. Bases para la consideración de durabilidad de las estructuras mixtas hormigón-acero.

Capítulo 30. Estructuras mixtas hormigón-acero. Dimensionamiento y comprobación.

Artículo 114. Comprobación y dimensionamiento de las estructuras mixtas hormigón-acero.

Artículo 115. Proyecto de estructuras mixtas hormigón-acero frente al fuego.

Artículo 116. Proyecto de estructuras mixtas hormigón-acero frente al sismo.

Capítulo 31. Ejecución de estructuras mixtas hormigón-acero.

Artículo 117. Fabricación y montaje de la estructura metálica.

Artículo 118. Armaduras pasivas.

Artículo 119. Elaboración, transporte y suministro y puesta en obra del hormigón.

Capítulo 32. Gestión de la calidad del proyecto de estructuras mixtas hormigón-acero.

Artículo 120. Criterios específicos para el desarrollo del control de proyecto de estructuras mixtas hormigón-acero.

120.1 Niveles del control de proyecto.

120.2 Documentación del control de proyecto.

Capítulo 33. Gestión de la calidad de los productos en estructuras mixtas hormigón-acero.

Artículo 121. Control de los productos en estructuras mixtas hormigón-acero.

Capítulo 34. Gestión de la calidad de la ejecución de estructuras mixtas hormigón-acero.

Artículo 122. Criterios para el control de la conformidad de la ejecución.

Capítulo 35. Gestión de las estructuras mixtas durante su vida de servicio.

Artículo 123. Evaluación de las estructuras mixtas hormigón-acero.

Capítulo 36. Deconstrucción de estructuras mixtas.

Artículo 124. Criterios para la demolición y deconstrucción de estructuras mixtas hormigón-acero.

Anejos.

Anejo 1. Relación de normas.

Anejo 2. Sostenibilidad.

Anejo 3. Lista de comprobación para el control de proyecto.

Anejo 4. Documentación de suministro y control de los productos recibidos directamente en obra.

Anejo 5. Prescripciones para la utilización del cemento de aluminato de calcio.

Anejo 6. Recomendaciones para la selección del tipo de cemento a emplear en hormigones estructurales.

Anejo 7. Recomendaciones para la utilización de hormigón con fibras.

Anejo 8. Recomendaciones para la utilización de hormigón ligero.

Anejo 9. Recomendaciones para la utilización del hormigón proyectado estructural.

Anejo 10. Hormigones de limpieza.

Anejo 11. Procedimiento de preparación por enderezado de muestras de acero procedentes de rollo, para su caracterización mecánica.

Anejo 12. Estimación de la vida útil de elementos de hormigón.

Anejo 13. Ensayos previos y característicos del hormigón.

Anejo 14. Tolerancias en elementos de hormigón.

Anejo 15. Frecuencias de comprobación de las unidades de inspección en la ejecución de estructuras de hormigón.

Anejo 16. Tolerancias en elementos de acero.

Anejo 17. Frecuencias de comprobación de las unidades de inspección en la ejecución de estructuras de acero.

Anejo 18. Bases de proyecto.

Anejo 19. Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación.

Anejo 20. Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego.

Anejo 21. Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas de proyecto en puentes de hormigón.

Anejo 22. Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales y reglas para edificación.

Anejo 23. Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego.

Anejo 24. Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales. Reglas adicionales para los aceros inoxidables.

Anejo 25. Proyecto de estructuras de acero. Placas planas cargadas en su plano.

Anejo 26. Proyecto de estructuras de acero. Uniones.

Anejo 27. Proyecto de estructuras de acero. Fatiga.

Anejo 28. Proyecto de estructuras de acero. Tenacidad de fractura.

Anejo 29. Proyecto de estructuras de acero. Puentes de acero.

Anejo 30. Proyecto de estructuras mixtas hormigón-acero. Reglas generales para edificación.

Anejo 31. Proyecto de estructuras mixtas. Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego.

Anejo 32. Proyecto de estructuras mixtas hormigón-acero. Reglas para puentes.

CÓDIGO ESTRUCTURAL

TÍTULO 1

Bases generales

CAPÍTULO 1

Principios generales

Artículo 1. *Objeto.*

Este Código Estructural es el marco reglamentario por el que se establecen las exigencias que deben cumplir las estructuras de hormigón, las de acero y las mixtas hormigón-acero para satisfacer los requisitos de seguridad estructural y seguridad en caso de incendio, además de la protección del medio ambiente y la utilización eficiente de recursos naturales, proporcionando procedimientos que permiten demostrar su cumplimiento con suficientes garantías técnicas.

Las exigencias deben cumplirse tanto en el proyecto como en la construcción de las estructuras, así como en su mantenimiento. Asimismo, se dan criterios para la gestión de las estructuras existentes durante su vida útil.

Este Código supone que el proyecto, construcción, control y mantenimiento de las estructuras que constituyen su ámbito de aplicación son llevados a cabo por técnicos y operarios con los conocimientos necesarios y la experiencia suficiente. Además, se da por hecho que dichas estructuras estarán destinadas al uso para el que hayan sido concebidas y serán adecuadamente mantenidas por la propiedad durante su vida de servicio.

Artículo 2. *Ámbito de aplicación.*

Este Código Estructural es de aplicación a todas las estructuras y elementos estructurales de hormigón, de acero o mixtos de hormigón-acero, con las excepciones indicadas para cada caso en los Artículos 26, 79 y 109.

Si existe reglamentación específica de acciones, este Código se aplicará complementariamente a la misma.

Con carácter general se aplicará a todas las obras de nueva construcción. Cuando a la vista de las características de la obra, definidas por la propiedad, la estructura pueda considerarse como una obra especial o singular, este Código será de aplicación con las adaptaciones y disposiciones adicionales que establezca el autor del proyecto para satisfacer las exigencias definidas en el mismo, con su mismo nivel de garantía.

Así mismo, se utilizará para la intervención o la deconstrucción, en su caso, de las estructuras existentes, de acuerdo con los criterios definidos y las limitaciones indicadas en el articulado.

Artículo 3. *Consideraciones generales.*

Todos los agentes que participan en el proyecto, construcción, control y mantenimiento de las estructuras en el ámbito de este Código, están obligados a conocer y aplicar el mismo.

Para asegurar que una estructura satisface los requisitos establecidos en el Artículo 5 de este Código, los agentes que intervengan deben comprobar el cumplimiento de las exigencias que se establecen en el mismo para el proyecto, la ejecución, el control y el mantenimiento de la estructura.

Para justificar que la estructura cumple las exigencias que establece este Código, el autor del proyecto, con la conformidad de la propiedad, y la dirección facultativa deberán:

a) adoptar soluciones técnicas de acuerdo con los procedimientos que contempla este Código cuya aplicación es suficiente para acreditar el cumplimiento de las exigencias establecidas en el mismo, o bien

b) adoptar, para el dimensionamiento y comprobación de la estructura en el proyecto, los procedimientos establecidos en los eurocódigos estructurales que se relacionan a continuación, junto con los correspondientes Anejos Nacionales que se publiquen en la página web del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, cuya aplicación puede considerarse un medio para demostrar el cumplimiento de las exigencias establecidas en este Código respetando, en cualquier caso, su ámbito de aplicación y el resto de la reglamentación específica vigente:

a. UNE-EN 1990:2003 y UNE-EN 1990:2003/A1:2010. Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras.

b. UNE-EN 1992-1-1:2013 y UNE-EN 1992-1-1:2013/A1:2015. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.

c. UNE-EN 1992-1-2:2011. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego.

d. UNE-EN 1992-2:2013. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2: Puentes de hormigón. Cálculo y disposiciones constructivas.

e. UNE-EN 1993-1-1:2013 y UNE-EN 1993-1-1:2013/A1:2014. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios.

f. UNE-EN 1993-1-2:2016. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego.

- g. UNE-EN 1993-1-4:2012. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-4: Reglas generales. Reglas adicionales para los aceros inoxidables.
- h. UNE-EN 1993-1-5:2013, UNE-EN 1993-1-5:2013/A1:2019 y UNE-EN 1993-1-5:2013/A2:2020. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-5: Placas planas cargadas en su plano.
- i. UNE-EN 1993-1-8:2013. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8: Uniones.
- j. UNE-EN 1993-1-9:2013. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-9: Fatiga.
- k. UNE-EN 1993-1-10:2013. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-10: Tenacidad de fractura y resistencia transversal.
- l. UNE-EN 1993-2:2013. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 2: Puentes.
- m. UNE-EN 1994-1-1:2013. Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.
- n. UNE-EN 1994-1-2:2016. Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego.
- o. UNE-EN 1994-2:2013. Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Parte 2: Reglas generales y reglas para puentes,
- o bien,
- c) adoptar soluciones alternativas que se aparten parcial o totalmente de los procedimientos contemplados en este Código. Para ello, el autor del proyecto y la dirección facultativa pueden, en uso de sus atribuciones, bajo su responsabilidad y previa conformidad de la propiedad, adoptar soluciones alternativas (mediante sistemas de cálculo, disposiciones constructivas, procedimientos de control, etc., diferentes), siempre que se justifique documentalmente que la estructura cumple las exigencias de este Código porque sus prestaciones son, al menos, equivalentes a las que se obtendrían por la aplicación de los procedimientos de este.

Artículo 4. *Condiciones generales.*

4.1 Condiciones administrativas.

Las mercancías comercializadas legalmente en otro Estado miembro de la Unión Europea, en Turquía, u originarias de un Estado de la Asociación Europea de Libre Comercio signatario del Acuerdo sobre el Espacio Económico Europeo y comercializadas legalmente en él, se consideran conformes con el presente Código, incluso cuando no cumplan las condiciones técnicas establecidas en el mismo, siempre que, conforme se indica en el apartado 3.c del mismo, aseguren un nivel equivalente al que exige este Código, en cuanto a la seguridad y el uso al que están destinadas. La aplicación de la presente medida está sujeta al Reglamento (UE) 2019/515 del Parlamento Europeo y del Consejo, de 19 de marzo de 2019, relativo al reconocimiento mutuo de mercancías comercializadas legalmente en otro Estado Miembro y por el que se deroga el Reglamento (CE) n.º 764/2008.

A los efectos de este Código, debe entenderse que las normas UNE, UNE-EN o UNE-EN ISO mencionadas en el articulado, se refieren siempre a las versiones que se relacionan en el Anejo 1, salvo en el caso de normas armonizadas UNE-EN que sean transposición de normas EN cuya referencia haya sido publicada en el Diario Oficial de la Unión Europea, en el marco de aplicación del Reglamento N.º 305/2011 del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de marzo de 2011, por el que se establecen condiciones armonizadas para la comercialización de productos de construcción, en cuyo caso la cita se deberá relacionar con la última Comunicación de la Comisión que incluya dicha referencia. En el caso de normas de métodos de ensayo referenciadas en las normas armonizadas, debe aplicarse la versión incluida en las normas armonizadas UNE-EN citadas anteriormente.

Las normas recogidas en este Código podrán ser sustituidas por otras de las utilizadas en cualquiera de los otros Estados miembros de la Unión Europea, o que sean parte del Acuerdo sobre el Espacio Económico Europeo, y en aquellos Estados que tengan un acuerdo de asociación aduanera con la Unión Europea, siempre que se demuestre que poseen especificaciones técnicas equivalentes.

Los distintivos reconocidos oficialmente en otro Estado miembro de la Unión Europea, en Turquía, u originarios de un Estado de la Asociación Europea de Libre Comercio signatario del Acuerdo sobre el Espacio Económico Europeo, que podrán referirse a los productos, a los procesos para su construcción o a la consideración de criterios de sostenibilidad, se consideran conformes con el presente Código, incluso cuando no cumplan las condiciones técnicas establecidas en el mismo, siempre que aseguren un nivel equivalente al que exige este Código, en cuanto a la seguridad y el uso al que están destinados. La aplicación de la presente medida está sujeta al Reglamento (UE) 2019/515 del Parlamento Europeo y del Consejo, de 19 de marzo de 2019, relativo al reconocimiento mutuo de mercancías comercializadas legalmente en otro Estado Miembro y por el que se deroga el Reglamento (CE) n.º 764/2008.

Conforme al artículo 8.3 del Reglamento (UE) N.º 305/2011, de 9 de marzo de 2011, para los productos de construcción cubiertos por una norma armonizada o por una evaluación técnica europea, los distintivos oficialmente reconocidos (tanto de calidad como de sostenibilidad) no podrán certificar la conformidad con las prestaciones declaradas en lo que respecta a las características esenciales cubiertas por la norma armonizada, ni tampoco con las prestaciones de ninguna característica esencial relacionada con los requisitos básicos incluidos en el anexo I del Reglamento (EU) 305/2011, de 9 de marzo de 2011.

4.2 Condiciones técnicas para la conformidad con este Código.

4.2.1 Condiciones técnicas de los productos, equipos y sistemas.

Los materiales y los productos de construcción que se incorporen con carácter permanente a las estructuras (hormigón, acero estructural, cemento, áridos, acero corrugado, armaduras elaboradas, sistemas de pretensado, elementos prefabricados, etc.) deberán presentar las características suficientes para que la estructura cumpla las exigencias de este Código, para lo que deberá comprobarse su conformidad de acuerdo con los criterios generales establecidos en el Capítulo 5, así como con los específicos establecidos para cada tipo de estructura en los Capítulos 12, 13, 14, 22, 23, 24, 32, 33 y 34.

Las características de los materiales empleados, en su caso, para la elaboración de los productos a los que hace referencia el párrafo anterior, deberán permitir que estos, tras su elaboración, en su caso, cumplan las exigencias de este Código, por lo que deberán cumplir las especificaciones establecidas para dichos materiales.

4.2.2 Condiciones técnicas del proyecto.

El proyecto deberá describir la estructura, justificando la solución adoptada y definiendo las exigencias técnicas de las obras de ejecución con el detalle suficiente para que puedan valorarse e interpretarse inequívocamente durante su ejecución.

En particular, el proyecto definirá las obras proyectadas con el detalle adecuado, de modo que pueda comprobarse explícitamente que las soluciones adoptadas cumplen las exigencias de este Código y del resto de la reglamentación técnica que le fuera aplicable. Esta definición incluirá, al menos, la siguiente información:

- las características técnicas de cada unidad de obra, con indicación de las condiciones para su ejecución y las verificaciones y controles a realizar para comprobar su conformidad con lo indicado en el proyecto,
- las características técnicas mínimas que deben cumplir los productos, equipos y sistemas que se incorporen de forma permanente a la estructura proyectada, así como sus condiciones de suministro, las garantías de calidad y el control de recepción que deba realizarse,

- a la vista de las posibles mayores garantías técnicas y de trazabilidad que pueden estar asociadas a los distintivos de calidad, el autor del proyecto valorará la inclusión, en el correspondiente pliego de prescripciones técnicas particulares, de la exigencia de emplear materiales, productos y procesos que dispongan de un distintivo de calidad oficialmente reconocido,
- las verificaciones y pruebas de carga que, en su caso, deban realizarse sobre la estructura construida,
- las instrucciones de uso y mantenimiento de la estructura, y
- en su caso, criterios para la demolición, reciclado, etc. una vez finalizada la vida útil de la estructura.

4.2.3 Condiciones técnicas de la ejecución.

Las obras de ejecución de la estructura se llevarán a cabo con sujeción al proyecto y a las modificaciones que, bajo su responsabilidad y en uso de sus atribuciones, autorice la dirección facultativa, con la conformidad, en su caso, de la propiedad. Además, deberán ser conformes a las instrucciones de la dirección facultativa, a la reglamentación que sea aplicable y a las normas de buena práctica constructiva.

Durante la construcción, se desarrollarán las actividades de control necesarias para comprobar la conformidad de los procesos empleados en la ejecución, la conformidad de los materiales y productos que lleguen a la obra, así como la conformidad de aquellos que se preparen en la misma con la finalidad de ser incorporados a ella con carácter definitivo. Igualmente se deberá contemplar el control de los medios auxiliares utilizados para la ejecución de las estructuras, como cimbras y apuntalamientos.

Atendiendo a los mismos criterios de garantía expuestos en el apartado anterior, la dirección facultativa valorará la conveniencia de exigir productos y procesos que dispongan de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.

Durante la ejecución de la obra, el constructor elaborará la documentación que reglamentariamente sea exigible y que, como mínimo, deberá incluir una memoria que recoja las incidencias principales de la ejecución, una colección de planos que reflejen el estado final de la obra tal y como ha sido construida y la documentación correspondiente al control de calidad efectuado durante la obra, todo ello de conformidad con lo establecido en el proyecto y en este Código. Dicha documentación será entregada a la dirección facultativa que, tras su aprobación, la trasladará a la propiedad como parte de la documentación final de la obra.

Artículo 5. Requisitos de las estructuras.

5.1 Requisitos.

De conformidad con la normativa vigente, y con el fin de garantizar la seguridad de las personas, los animales y los bienes, el bienestar de la sociedad y la protección del medio ambiente, las estructuras incluidas en el ámbito de este Código, en su totalidad o en sus elementos aislados, deberán ser idóneas para su uso durante la totalidad del período de vida útil para la que se construye. Para ello, sin perjuicio de lo indicado en el apartado 2 del Anejo 18, se deberán satisfacer los requisitos siguientes:

- seguridad y funcionalidad estructural, consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que la estructura tenga un comportamiento mecánico inadecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto, considerando la totalidad de su vida útil,
- seguridad en caso de incendio, consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que los usuarios de la estructura sufran daños derivados de un incendio de origen accidental,
- higiene, salud y protección del medio ambiente cumpliendo la legislación específica pertinente,

– en particular se recomienda una utilización de los recursos naturales consistente en procurar el uso de materiales secundarios y reciclados en las obras de construcción, así como la reutilización y la reciclabilidad de las mismas, sus materiales y sus partes tras su demolición.

Para la consecución de los anteriores requisitos, deberán cumplirse las exigencias que se relacionan en este artículo. Para su comprobación será suficiente, en algunos casos, la aplicación de los procedimientos incluidos en este Código, mientras que en otros, deberán ser complementados con lo establecido por otras reglamentaciones vigentes de carácter más específico en función del uso de la estructura.

La propiedad podrá establecer también otros requisitos adicionales, como por ejemplo, el aspecto, en cuyo caso deberá identificar previamente a la realización del proyecto las exigencias ligadas a la consecución de los citados requisitos adicionales, así como los criterios para su comprobación.

Los anteriores requisitos se satisfarán mediante un proyecto que incluya una adecuada selección de la solución estructural y de los materiales de construcción, una ejecución cuidadosa conforme al proyecto, un control adecuado del proyecto y de la ejecución, así como una explotación, uso y mantenimiento apropiados.

En el caso de una intervención sobre una estructura existente, los requisitos deberán ser fijados por la propiedad, pudiéndose optar entre distintas alternativas:

a) rebajar los requisitos que se hubieran exigido en su momento a la estructura en el proyecto original porque las exigencias a la que tiene que hacer frente la estructura se hayan visto modificadas a la baja con el paso del tiempo (por ejemplo, un puente para tráfico rodado o ferroviario que se reduce a uso peatonal, una estructura que se cambia de uso con una sobrecarga de utilización inferior, etc.),

b) reponer los requisitos que se hubieran exigido en su momento para el proyecto original de la estructura, de manera que se mantengan dentro de criterios admisibles hasta la finalización de la vida útil prevista para la estructura,

c) adecuar la estructura para cumplir los requisitos que se le exigirían a una estructura de nueva construcción, para una vida útil que podría ser la inicialmente prevista o, incluso, prolongarse con motivo de la intervención, o

d) cualquier situación intermedia entre las anteriores.

5.1.1 Vida útil.

En cualquier caso, la propiedad deberá fijar previamente al inicio de proyecto, la vida útil nominal de la estructura, que deberá cumplir lo indicado en las correspondientes reglamentaciones específicas o, en su defecto, en el Anejo 18.

Se entiende por vida útil nominal (o simplemente, vida útil) de la estructura el período de tiempo, a partir de la fecha en la que finaliza su ejecución, durante el que debe mantenerse el cumplimiento de las exigencias. Durante ese período requerirá una conservación normal, que no implique intervenciones extraordinarias no previstas en el plan de mantenimiento.

Para los elementos estructurales que componen la estructura, se podrán establecer valores inferiores de vida útil, en función del tipo de elemento, posibilidad de reposición del mismo y condiciones para su ejecución.

La vida útil nominal, así definida es un valor de proyecto para el que se pretende mantener el cumplimiento de las exigencias por encima de unos determinados umbrales.

Se entiende por vida útil real el período de tiempo realmente transcurrido desde la fecha de finalización de la estructura hasta el momento en el que se alcanzan cualquiera de los umbrales de inadmisibilidad en relación con las exigencias.

En el caso de estructuras existentes en las que la vida útil real fuera inferior a la vida útil nominal, se entiende por déficit de vida útil la diferencia entre ambos valores. En este último caso, la propiedad valorará qué intervenciones debe hacer sobre la estructura existente, de forma que le permita alcanzar la vida útil nominal inicialmente prevista.

Se denomina como vida útil residual de la estructura el período de tiempo, a partir de la fecha en que se hace la valoración, durante el cual debe mantener sus prestaciones por encima de los valores umbrales admisibles.

5.2 Exigencias.

Las exigencias que debe cumplir cualquier estructura incluida en el ámbito de este Código para satisfacer los requisitos indicados en el apartado 5.1, son las que se relacionan a continuación.

5.2.1 Exigencias relativas al requisito de seguridad y de funcionalidad estructural.

Para satisfacer este requisito, las estructuras deberán proyectarse, construirse, controlarse y mantenerse de forma que se cumplan unos niveles mínimos de fiabilidad para cada una de las exigencias que se establecen en los apartados siguientes, de acuerdo con el sistema de seguridad recogido en los Anejos 18 a 32.

Se entiende que el cumplimiento de este Código, complementado por las correspondientes reglamentaciones específicas que sean de aplicación, es suficiente para garantizar la satisfacción de este requisito de seguridad estructural.

5.2.1.1 Exigencia de resistencia y estabilidad.

La resistencia y la estabilidad de la estructura serán las adecuadas para que no se generen riesgos inadmisibles como consecuencia de las acciones e influencias previsibles, tanto durante su fase de ejecución como durante su uso, manteniéndose durante su vida útil prevista.

El nivel de fiabilidad mínima que, con carácter general, debe asegurarse en las estructuras incluidas en el ámbito de este Código vendrá definido por la clase de fiabilidad RC2 de las definidas en el apartado B.3.2 del Anejo 18. Consecuentemente, su índice de fiabilidad para el período de referencia de 50 años, no deberá ser inferior a 3,8. En el caso de estructuras singulares o de estructuras de poca importancia, la Propiedad podrá adoptar otros índices diferentes, coherentes con las posibles clases de consecuencias y de acuerdo con lo indicado en el referido apartado del Anejo 18.

Los procedimientos incluidos en este Código mediante la comprobación de los Estados Límite Últimos, junto con el resto de criterios relativos a ejecución y control, permiten satisfacer esta exigencia.

5.2.1.2 Exigencia de aptitud al servicio.

La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto para la estructura, de forma que no se produzcan deformaciones inadmisibles, se limite a un nivel aceptable, en su caso, la probabilidad de un comportamiento dinámico inadmissible para la confortabilidad de los usuarios y, además, no se produzcan degradaciones o fisuras inaceptables.

Se entenderá que la estructura tiene deformaciones admisibles cuando cumpla las limitaciones de flecha establecidas por las reglamentaciones específicas que sean de aplicación.

Se entenderá que un elemento estructural tiene vibraciones admisibles cuando cumpla las limitaciones establecidas por las reglamentaciones específicas que sean de aplicación.

Los procedimientos incluidos en este Código mediante la comprobación de los Estados Límite de Servicio, junto con el resto de criterios relativos a ejecución y control, permiten satisfacer esta exigencia.

El nivel de fiabilidad mínima que debe asegurarse para su aptitud al servicio en las estructuras, vendrá definido por la clase de fiabilidad RC2 de las definidas en el apartado B.3.2 del Anejo 18.

Consecuentemente, su índice de fiabilidad para un período de referencia de 50 años, no deberá ser inferior a 1,5.

5.2.1.3 Exigencia de robustez y redundancia.

Las estructuras incluidas en este Código deberán ser proyectadas de manera que cualquier evento extraordinario no produzca consecuencias desproporcionadas respecto a la causa original.

Cuando así lo establezca la propiedad, el proyecto deberá contemplar la selección de un esquema estructural y un diseño conceptual que asegure que la eliminación accidental de un elemento o de una parte limitada de la estructura origina daños proporcionados y limitados, de forma que, además, el resto de la estructura no afectada sea capaz de asegurar la estabilidad mínima de la misma.

Los procedimientos incluidos en este Código no son suficientes para el cumplimiento de esta exigencia.

5.2.1.4 Exigencias relativas a la durabilidad.

El proyecto debe contemplar una estrategia de durabilidad que permita alcanzar la vida útil nominal definida para la estructura. Dicha estrategia será objeto de control durante la ejecución y establecerá condiciones a cumplir en el mantenimiento durante la fase de servicio.

5.2.2 Exigencias relativas al requisito de seguridad en caso de incendio.

Para satisfacer este requisito, en su caso, las obras deberán proyectarse, construirse, controlarse y mantenerse de forma que se cumplan una serie de exigencias, entre las que se encuentra la de resistencia de la estructura frente al fuego.

El cumplimiento de este Código no es, por lo tanto, suficiente para el cumplimiento de este requisito, siendo necesario cumplir además las disposiciones del resto de la reglamentación vigente que sea de aplicación.

5.2.2.1 Exigencia de resistencia de la estructura frente al fuego

La estructura deberá mantener su resistencia frente al fuego durante el tiempo establecido en las correspondientes reglamentaciones específicas que sean aplicables de manera que se limite la propagación del fuego y se facilite la evacuación de los ocupantes y la intervención de los equipos de rescate y extinción de incendios.

En el caso de estructuras de edificación, la resistencia al fuego requerida para cada elemento estructural viene definida por lo establecido en el Documento Básico DB-SI del Código Técnico de la Edificación.

El cumplimiento de este Código es suficiente para la satisfacción de esta exigencia sin perjuicio del resto de la reglamentación específica que le sea aplicable.

5.2.3 Exigencias relativas al requisito de higiene, salud y medio ambiente.

Las estructuras deberán proyectarse, construirse, controlarse y mantenerse de forma que se cumpla la exigencia de calidad medioambiental de la ejecución.

5.2.3.1 Exigencia de calidad medioambiental de la ejecución.

La construcción de la estructura deberá ser proyectada y ejecutada de manera que se minimice la generación de impactos ambientales provocados por la misma y evitando, en lo posible, la generación de residuos.

Asimismo, las tareas de intervención sobre las estructuras existentes, incluso las que forman parte de su mantenimiento, deberán definirse, planificarse y llevarse a cabo de acuerdo con los mismos criterios definidos en el párrafo anterior.

5.2.3.2 Exigencia de reutilización y reciclabilidad.

Siempre que así lo considere la propiedad, el proyecto, construcción y mantenimiento de la estructura deberán estar enfocados a la reutilización o reciclaje de su totalidad o de

una parte de la misma, una vez que se haya alcanzado el final de su vida de servicio. Para ello, se definirá una estrategia específica con dicha finalidad, de acuerdo con los criterios establecidos en este Código.

CAPÍTULO 2

Bases generales para la contribución de la estructura a la sostenibilidad

Artículo 6. Contribución a la sostenibilidad.

6.1 Introducción.

Atendiendo al mandato de la Ley 2/2011, de 4 de marzo, de Economía Sostenible, a los efectos de este Código se entiende por sostenibilidad en su triple vertiente, satisfacer las necesidades de las generaciones presentes sin comprometer las posibilidades de las generaciones futuras para atender a sus propias necesidades, garantizando el equilibrio entre el crecimiento económico, cuidado del medio ambiente y bienestar social.

Este Código Estructural proporciona un método objetivo para evaluar la contribución a la sostenibilidad de las estructuras considerando las características prestacionales, ambientales, sociales y económicas que aportan los agentes que participan en su proyecto y ejecución.

Los criterios de sostenibilidad definidos en este Código se refieren exclusivamente a actividades relacionadas con la estructura. El autor del proyecto y la dirección facultativa deberán velar por la coordinación con el resto de los criterios de sostenibilidad que pudieran adoptarse, en su caso, para el resto de la obra.

Esta metodología no permite la comparación de distintas tipologías estructurales ni de las puntuaciones de agentes que realicen diferentes procesos. Los indicadores del Anejo 2 no consideran el uso, mantenimiento ni la reciclabilidad de la estructura. La evaluación basada en los indicadores del Anejo 2 es complementaria a las consideraciones de sostenibilidad del edificio u obra de ingeniería civil completa, que deberán evaluarse mediante otra metodología.

6.2 Criterios generales.

La propiedad, cuando así lo considere, podrá definir el nivel de contribución a la sostenibilidad de una estructura. La contribución a la sostenibilidad de una estructura se evaluará conforme al Anejo 2 de este Código. Cuando así se indique en el pliego de condiciones a requerimiento de la propiedad, las estructuras se proyectarán y construirán de acuerdo con una estrategia para la sostenibilidad planteada según lo indicado en este artículo.

La determinación objetiva del nivel de contribución de la estructura a la sostenibilidad, se realiza mediante el cálculo del índice de contribución a la sostenibilidad estructura (ICES), definido en el Anejo 2. En el ámbito de este Código, se clasificará la contribución a la sostenibilidad de una estructura en función del valor obtenido por el ICES, de acuerdo con los criterios establecidos en este artículo, considerando los compromisos voluntarios adquiridos por parte de cada uno de los agentes (organizaciones) que contribuyen a la sostenibilidad de la estructura en relación con principios ambientales, económicos, sociales y prestacionales.

Para que una estructura pueda considerarse sostenible, los agentes que contribuyen a la sostenibilidad de la estructura deben cumplir la legalidad vigente. El cumplimiento de la legalidad vigente se constata mediante una declaración responsable de cada uno de los agentes implicados. El incumplimiento de este precepto le inhabilitará para considerar su contribución a la sostenibilidad de la estructura, siendo nula la puntuación en el ICES de las aportaciones (proyecto, productos o procesos, construcción en obra) realizadas por dicho agente a la estructura.

Las prestaciones en relación a las características esenciales que pudieran establecerse como consecuencia del desarrollo del requisito básico 7 del Anexo I

del Reglamento (UE) N.º 305/2011, de 9 de marzo de 2011, deberán considerarse como legislación vigente, a los efectos de este apartado. En el caso de que dichas características esenciales entraran dentro del ámbito de aplicación de alguno de los grupos de indicadores (prestacionales, económicos, medioambientes o sociales) del índice de contribución del agente a la sostenibilidad (ICAS), del índice de contribución complementaria del proyecto, producto u obra (ICES), o de ambos, los indicadores de dicho grupo para el índice afectado deberán medirse con la máxima valoración (valor 100) a los efectos de cálculo del ICES en el caso de que la metodología empleada no sea compatible con la del modelo; por el contrario, en caso de ser compatible dicha metodología, se utilizarán en el modelo los valores contenidos en la declaración de prestaciones y el resto de parámetros medioambientales considerados en el ICES dejarán de contabilizarse en el índice correspondiente.

6.3 Índice de contribución de la estructura a la sostenibilidad.

El Anejo 2 recoge el procedimiento para evaluar el índice de contribución de la estructura a la sostenibilidad, ICES que se clasificará dentro de la siguiente escala:

Calificación	ICES
Muy alta.	Más de 85 hasta 100.
Alta.	Más de 70 hasta 85.
Baja.	Más de 50 hasta 70.

En el proyecto, el autor del mismo deberá, cuando la propiedad así lo requiera:

- estimar el valor del índice ICES, asegurándose en su caso de que no sea inferior al valor indicado en el párrafo anterior; y
- definir, a partir del índice ICES, la correspondiente estrategia para la sostenibilidad de acuerdo con lo indicado en 6.4.

Una estructura podrá ser calificada según el nivel de contribución a la sostenibilidad proyectado solamente cuando su construcción haya finalizado y su ICES sea al menos igual que el de proyecto.

La dirección facultativa, bajo su propia responsabilidad, será la encargada de verificar que el cálculo de los índices de contribución a la sostenibilidad de cada uno de los procesos o productos (ICPS) se corresponde con la metodología seguida para cálculo en el Anejo 2 y que los datos proporcionados por los agentes (organizaciones) son veraces y se encuentran debidamente documentados. Quedará garantizado que los datos se encuentran debidamente documentados con la existencia y uso efectivo de un distintivo de sostenibilidad oficialmente reconocido conforme a lo indicado en el Artículo 7 de este Código.

La estimación inicial del ICES realizada por el autor del proyecto debe ser recalculada por parte de la dirección facultativa al término de la obra con los datos que los agentes intervinientes aporten durante el proceso de construcción.

El recálculo debe basarse en los suministros reales de procesos o productos que los distintos agentes han realizado, según se recoge en la documentación final de la obra, indicada en el apartado 4.2.3 de este Código.

A estos efectos se consideran como procesos o productos que intervienen en la estructura los indicados en la tabla A2.2 del Anejo 2. De igual modo se entenderá como organización lo contemplado en el Anejo 2.

La dirección facultativa deberá informar a la propiedad del resultado del ICES con el objetivo de valorar su sostenibilidad, y de comprobar que la estructura ha alcanzado el valor indicado en proyecto, así como documentar la comprobación y conservar durante la vida útil de la estructura los documentos pertinentes que justifiquen el cálculo del ICES de la estructura construida, incorporándolo a la documentación final de obra.

Los agentes contemplados en el Anejo 2 serán responsables de transmitir la información necesaria para la obtención del índice de contribución de cada producto o proceso a la sostenibilidad, ICPS. Con carácter general, el agente que aporte los productos o procesos declarará la participación en los mismos de aquellos otros productos o procesos, básicos y/o transformados, identificados en el Anejo 2, cuantificando dicha participación e indicando los agentes que actúan como proveedores de estos últimos.

6.4 Estrategia para la sostenibilidad.

El autor del proyecto deberá definir una estrategia para la sostenibilidad que consistirá en la estimación del valor del ICES requerido por la propiedad, el resumen del modo en el que se ha obtenido dicho valor y las medidas o criterios a aplicar durante la fase de construcción de la estructura.

Artículo 7. *Distintivo de sostenibilidad oficialmente reconocido (DSOR).*

De forma voluntaria, los productos y los procesos contemplados en el Anejo 2 podrán demostrar el valor de su contribución a la sostenibilidad de la estructura mediante un distintivo de sostenibilidad oficialmente reconocido. El distintivo de sostenibilidad oficialmente reconocido consiste en el ICPS del agente, certificado por tercera parte, y reconocido oficialmente de acuerdo al procedimiento descrito en el apartado 7.1. Un DSOR garantiza que la metodología seguida para el cálculo es la indicada en el Anejo 2 y que los datos proporcionados por los agentes (organizaciones) se encuentran debidamente documentados.

De acuerdo al apartado 4.1, en el caso de los productos con marcado CE, los distintivos de sostenibilidad oficialmente reconocidos no podrán certificar la conformidad con las prestaciones declaradas en lo que respecta a las características esenciales cubiertas por la norma armonizada, ni tampoco con las prestaciones de ninguna característica esencial relacionada con el requisito básico BWR7 de utilización sostenible de los recursos naturales que establece el anexo I del Reglamento (EU) 305/2011, de 9 de marzo de 2011. Además, la contribución a la sostenibilidad del requisito medioambiental de un producto con marcado CE tendrá la máxima valoración (valor 100) en el DSOR hasta que la norma armonizada correspondiente desarrolle este requisito básico, en cuyo caso habrá de tenerse en cuenta lo indicado en el artículo 6.2.

A efectos de lo indicado en este Código, se entenderá que un distintivo de sostenibilidad está oficialmente reconocido cuando el reconocimiento se realice por la Subdirección General de Normativa y Estudios Técnicos del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana u otro órgano directivo con competencias en normativa técnica en el ámbito de la edificación o de la obra pública y perteneciente a la Administración Pública de cualquier Estado miembro de la Unión Europea, de Turquía o de cualquiera de los Estados firmantes del Acuerdo sobre el Espacio Económico Europeo.

Lo dispuesto en el párrafo anterior será también de aplicación a los procesos o productos de construcción fabricados o comercializados legalmente en un Estado que tenga un acuerdo de asociación aduanera con la Unión Europea, cuando ese acuerdo reconozca a esos procesos o productos el mismo tratamiento que a los de un Estado miembro de la Unión Europea.

7.1 Procedimiento de reconocimiento oficial de distintivos de sostenibilidad.

El reconocimiento oficial del distintivo se desarrollará conforme al procedimiento que establezca la Administración reconocedora de cualquier Estado miembro de la Unión Europea, de Turquía o de cualquier Estado de la Asociación Europea de Libre Comercio signatario del Acuerdo sobre el Espacio Económico Europeo.

En el caso de los reconocimientos de distintivos por parte del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, se aplicará el siguiente procedimiento.

Estarán legitimados para presentar la solicitud de reconocimiento oficial de un distintivo de sostenibilidad, los organismos de certificación acreditados conforme a los apartados de

este Código que les sean de aplicación y a la norma UNE-EN ISO/IEC 17065 según el Reglamento (CE) N.º 765/2008, del Parlamento Europeo y del Consejo de 9 de julio.

La solicitud deberá acompañarse de al menos la siguiente documentación:

- a) Memoria explicativa y justificativa de la solicitud.
- b) Reglamento regulador del distintivo en donde se definan las garantías particulares, procedimiento de concesión, régimen de funcionamiento, requisitos técnicos y reglas para la toma de decisiones. En cualquier caso, dicho reglamento incluirá la declaración explícita de su conformidad con el contenido de este Capítulo.
- c) Cualquier otra documentación que la Administración reconocedora establezca o considere necesaria en relación al ámbito de certificación en el que se desarrolle el distintivo.

La Administración reconocedora podrá recabar los informes o dictámenes de los expertos por ella designados, en función de las características de la certificación cuyo reconocimiento se solicita.

Para mayor difusión y comodidad en el acceso de la información por parte de los usuarios, cualquier autoridad competente de las contempladas en los párrafos anteriores para el reconocimiento oficial de un distintivo de sostenibilidad, podrá solicitar la publicación de los distintivos por ellas reconocidos en las páginas web de las Comisiones Permanentes que proponen este Código, creadas a tal efecto.

Si la resolución de la Administración reconocedora fuese desfavorable al reconocimiento, la finalización del procedimiento se produciría con la comunicación al solicitante.

La enmienda o retirada del reconocimiento oficial del distintivo podrá ser realizada a instancia o de parte, para lo cual se iniciará el procedimiento mediante la oportuna solicitud y se regirá conforme a los mismos trámites que para su reconocimiento.

La Administración reconocedora vigilará la correcta aplicación de los distintivos, por lo que podrá participar en todas aquellas actividades que se consideren relevantes para el correcto funcionamiento del distintivo. De igual modo, para verificar la correcta actuación de los servicios de inspección correspondientes, podrá asistir a las inspecciones que se realicen a las instalaciones que ostenten la certificación en cuestión.

Si se detectase alguna anomalía en estos procedimientos, la Administración reconocedora podrá incoar un expediente y podrá suspender el reconocimiento, comunicando previamente la propuesta de retirada al solicitante con el objeto de que pueda formular alegaciones. La validez del reconocimiento quedará condicionada al mantenimiento de las condiciones que lo motivan.

7.2 Distintivos de sostenibilidad concedidos por entidades de certificación en otros Estados.

No será necesaria la declaración explícita requerida en el punto b) del apartado 7.1, si una entidad de certificación de otro Estado miembro de la Unión Europea, de Turquía o de cualquiera de los Estados firmantes del Acuerdo sobre el Espacio Económico Europeo, evalúa la conformidad respecto a cualquier norma o reglamento que, manteniendo al menos las garantías necesarias para verificar un nivel similar de sostenibilidad del producto o proceso, demuestre que se cumple el modelo de sostenibilidad contemplado en este Código.

CAPÍTULO 3

Bases generales para el proyecto y criterios de seguridad

Artículo 8. *Criterios de seguridad.*

8.1 Bases generales para el proyecto y criterios de seguridad.

Las exigencias del requisito de seguridad y estabilidad, así como las correspondientes al requisito de aptitud al servicio pueden ser expresadas en términos de la probabilidad de fallo, que está ligada al índice de fiabilidad, tal como se indica en el Artículo 5.

Las bases de proyecto de las estructuras incluidas en el ámbito de este Código, incluidos los principios y requisitos de seguridad, se regirán por los criterios indicados en el Anejo 18. Además, se asegura el cumplimiento de los niveles de fiabilidad requeridos adoptando los procedimientos indicados en los Anejos 18 a 32 que sean necesarios.

Como criterio general, se utilizará el método de los Estados Límite de acuerdo con lo indicado en el apartado 3 del Anejo 18. Este método permite tener en cuenta de manera sencilla el carácter aleatorio de las variables de solicitud, de resistencia y dimensionales que intervienen en el cálculo. El valor de cálculo de una variable se obtiene a partir de su principal valor representativo, ponderándolo mediante su correspondiente coeficiente parcial de seguridad.

Los coeficientes parciales de seguridad vienen definidos en los Anejos 18 a 32.

Los coeficientes parciales de seguridad no tienen en cuenta la influencia de posibles errores humanos groseros. Estos fallos deben ser evitados mediante mecanismos adecuados de control de calidad que deberán abarcar todas las actividades relacionadas con el proyecto, la ejecución, el uso y el mantenimiento de una estructura.

8.2 Comprobación estructural mediante cálculo.

La comprobación estructural mediante cálculo es el método que se propone con carácter general en este Código. Para ello, y de acuerdo con lo indicado en el apartado anterior, se seguirán los principios de cálculo en estados límite que se recogen en el apartado 3 del Anejo 18.

8.3 Comprobación estructural mediante ensayos.

En aquellos casos donde los procedimientos de comprobación estructural mediante cálculo no sean suficientes o donde los resultados de ensayos pueden llevar a una economía significativa de una estructura, existe también la posibilidad de abordar el dimensionamiento estructural mediante la combinación de ensayos y cálculos que permitan alcanzar el nivel de fiabilidad requerido.

Para ello, se seguirá lo indicado en el apartado 5.2 del Anejo 18 y en particular en su Apéndice D.

Artículo 9. *Situaciones de proyecto.*

Las situaciones a considerar en el proyecto serán las indicadas en el apartado 3.2 del Anejo 18.

Artículo 10. *Método de los Estados Límite.*

10.1 Estados Límite Últimos y Estados Límite de Servicio.

Se definen como Estados Límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada.

A los efectos de este Código, los Estados Límite se clasifican en:

- Estados Límite Últimos, conformes con el apartado 3.3 del Anejo 18, y
- Estados Límite de Servicio, conformes con el apartado 3.4 del Anejo 18.

Los principios de cálculo para su comprobación deberán ser conformes con lo indicado en los apartados 3 y 6 del Anejo 18.

10.2 Cumplimiento de los Estados Límite durante la vida útil.

A partir de la vida útil definida para la estructura, t_L , para cualquier edad $t \leq t_L$, deberá cumplirse la condición:

$$R_{dt} \geq E_{dt}$$

donde:

R_{dt} Valor de cálculo de la respuesta estructural, a la edad t .

E_{dt} Valor de cálculo del efecto de las acciones, a la edad t .

t_L Vida útil nominal de la estructura considerada en el proyecto.

El incumplimiento de la condición anterior podrá ser considerado:

- como un Estado Límite Último, cuando pueda afectar a la seguridad de las personas o a la de la propia estructura (por ejemplo, la pérdida de sección de armadura por corrosión que sea superior a un determinado límite), o
- como un Estado Límite de Servicio, si puede afectar a la funcionalidad de la estructura, al confort de las personas o al aspecto de los elementos constructivos (por ejemplo, la fisuración del recubrimiento como consecuencia de la corrosión de las armaduras).

La comprobación de los Estados Límite asociados a la durabilidad se realizará de acuerdo con lo indicado en el Artículo 11.

Artículo 11. *Bases para la comprobación de los Estados Límite asociados a la durabilidad.*

11.1 General.

La durabilidad de una estructura es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y solicitudes consideradas en el análisis estructural.

La comprobación de la vida útil requerida para la estructura comprenderá, al menos, las siguientes fases:

- a) Identificación de la vida útil nominal, según el apartado 5.1.1.
- b) Identificación del tipo de ambiente, según el apartado 11.2.
- c) Definición de la estrategia de durabilidad para el cumplimiento de la vida útil, según el apartado 11.3.
- d) Comprobación del Estado límite, según el apartado 11.4.

11.2 Identificación del tipo de ambiente.

Antes de comenzar el proyecto se deberá identificar el tipo de ambiente de cada elemento estructural. En función del tipo de elemento, la clase de exposición se determinará de acuerdo con los apartados 27.1, 80.1 o con el Artículo 110, según se trate de elementos de hormigón, acero o mixtos, respectivamente.

Cuando una estructura contenga elementos con diferentes tipos de ambiente, el autor del proyecto deberá definir algunos grupos con los elementos estructurales que presenten características similares de exposición ambiental. Para ello, siempre que sea posible, se agruparán elementos del mismo tipo (por ejemplo, pilares, vigas de cubierta, cimentación, etc.), cuidando además que los criterios seguidos sean congruentes con los aspectos propios de la fase de ejecución. Para cada grupo, se identificará la clase o, en su caso, la combinación de clases, que definen la agresividad del ambiente al que se encuentran sometidos sus elementos.

11.3 Estrategia de durabilidad.

11.3.1 Criterios generales.

En general, la estrategia de durabilidad tendrá uno de los siguientes planteamientos:

- a) Definir criterios de proyecto, de ejecución y de calidad de los materiales que garanticen una respuesta adecuada del elemento estructural frente a la agresividad del ambiente, que permita alcanzar la vida útil nominal,
- b) aislar total o parcialmente el elemento estructural del ambiente que lo rodea, de manera que desaparezca o disminuya su agresividad, para alcanzar la vida útil nominal, o
- c) cualquier combinación eficaz de los dos planteamientos anteriores, que permita alcanzar la vida útil nominal de la estructura.

Los elementos de equipamiento, tales como apoyos, juntas, drenajes, etc., pueden tener una vida más corta que la de la propia estructura por lo que, en su caso, se estudiará la adopción de medidas de proyecto que faciliten el mantenimiento y sustitución de dichos elementos durante la fase de uso.

La buena calidad de la ejecución de la obra tiene una influencia decisiva para conseguir una estructura durable. En el caso de que se produjera cualquier incidencia durante la misma que pudiera comprometer la durabilidad, se adoptarán las medidas adecuadas para corregirla, a propuesta del constructor y previa autorización de la dirección facultativa.

El proyecto incluirá un plan de mantenimiento que identifique todas las operaciones de mantenimiento derivadas de la estrategia de durabilidad que se ha adoptado para la estructura. Asimismo, identificará aquellos elementos cuya reposición esté prevista, así como su frecuencia.

11.3.2 Fases de la estrategia de durabilidad.

La estrategia de durabilidad incluirá, al menos, las siguientes fases:

- a) Identificación de los mecanismos de daño, en función de la clase de exposición,
- b) selección de formas estructurales adecuadas,
- c) selección de materiales,
- d) medidas específicas frente a la agresividad,
- e) identificación de medidas a considerar durante la fase de ejecución, e
- f) identificación de medidas a considerar durante la fase de uso.

En función del tipo de elemento estructural, la estrategia de durabilidad será conforme con lo indicado en los capítulos 9, 19 y 29.

11.4 Comprobación de los Estados Límite asociados a la durabilidad.

Con carácter general, para todos los Estados Límite asociados a la durabilidad, este Código contempla un método simplificado, mediante la aplicación de una serie de criterios relativos a dimensiones geométricas, calidades de los productos a emplear y condiciones de ejecución y mantenimiento de la estructura, de forma que se pueda asumir el cumplimiento de los Estados Límite asociados a la durabilidad.

CAPÍTULO 4**Bases generales para la ejecución de las estructuras****Artículo 12. Criterios generales para la ejecución de las estructuras.**

Las condiciones de ejecución de la estructura deberán ser conformes con la exigencia de seguridad y funcionalidad estructural, de acuerdo con los criterios definidos en el apartado 5.2.1 de este Código.

Los criterios de ejecución definidos en este capítulo son aplicables, con carácter general, a toda estructura sometida a cargas predominantemente estáticas. Para estructuras solicitadas a fatiga se requieren niveles superiores de ejecución acordes asimismo con la clasificación de los correspondientes detalles constructivos.

El pliego de prescripciones técnicas particulares incluirá todos los requisitos de fabricación, montaje y materiales necesarios para garantizar el nivel de seguridad del proyecto, pudiendo contener indicaciones complementarias sin reducir las exigencias tecnológicas ni invalidando los valores mínimos de calidad establecidos en este Código.

El autor del proyecto definirá las clases de ejecución aplicables, de conformidad con lo indicado en el apartado 14.3.

Artículo 13. Adecuación del proceso constructivo al proyecto.

La ejecución de una estructura comprende una serie de procesos que deberán realizarse conforme a lo establecido en el proyecto o, en su defecto, en este Código. En particular, se prestará especial atención a la adecuación de los procedimientos y las secuencias de ejecución de la obra respecto al proceso constructivo contemplado en el proyecto.

Cualquier modificación de los procesos de ejecución respecto a lo previsto en el proyecto, deberá ser previamente autorizada por la dirección facultativa, previa propuesta justificada del constructor.

Los procesos para la construcción de cada nuevo elemento durante la obra, pueden modificar las acciones actuantes y el comportamiento mecánico de la parte de estructura ya construida.

Además, algunos procesos, como el descimbrado, el pretensado, etc., pueden introducir acciones que deberán haber sido contempladas en el proyecto.

Artículo 14. Gestión de los procesos constructivos.

El constructor deberá disponer de:

a) unos procedimientos escritos para cada uno de los procesos de ejecución de la estructura, coherentes con el proyecto, acordes con la reglamentación que sea aplicable y conforme con sus propios medios de producción, y

b) un sistema de gestión de los materiales, productos y elementos que se vayan a colocar en la obra, de manera que se asegure la trazabilidad de los mismos. Dicho sistema de gestión deberá presentar, al menos, las siguientes características:

– disponer de un registro de suministradores de la obra, con identificación completa de los mismos y de los materiales y productos suministrados,

– disponer de un sistema de almacenamiento de los acopios en la obra que permita mantener, en su caso, la trazabilidad de cada una de las partidas o remesas que llegan a la obra, y

– disponer de un sistema de registro y seguimiento de las unidades ejecutadas que relacione estas con las partidas de productos utilizados y, en su caso, con las remesas empleadas en las mismas, de manera que se pueda mantener un determinado nivel de trazabilidad durante la ejecución de la obra, de acuerdo con el nivel de control y la clase de ejecución definido en el proyecto, de acuerdo con la tabla 14, donde:

• el nivel A de trazabilidad permite relacionar cada partida o remesa con el elemento construido, mientras que

• el nivel B de trazabilidad permite relacionar cada partida o remesa con el lote de ejecución.

Tabla 14. Definición de niveles de trazabilidad

Nivel de trazabilidad	Nivel de control de ejecución de estructuras de hormigón (Apartado 22.4)	Clase de ejecución de estructuras de acero (Apartado 91.2)
Nivel A.	Intenso.	Clase 3 o 4.
Nivel B.	Normal.	Clase 2.

14.1 Instalaciones ajenas a la obra.

En el caso de instalaciones industriales ajenas a la obra que suministren productos elaborados o semielaborados a la misma (como por ejemplo, los talleres de estructura metálica, las industrias de prefabricados o los talleres de ferralla), deberán disponer de los sistemas adecuados de gestión de los acopios que les permitan mantener los niveles de trazabilidad establecidos para la estructura.

14.2 Gestión medioambiental de la ejecución.

Sin perjuicio del cumplimiento de la legislación de protección ambiental vigente, la propiedad podrá establecer que el constructor tenga en cuenta una serie de consideraciones de carácter medioambiental durante la ejecución de la estructura, al objeto de minimizar los potenciales impactos derivados de dicha actividad. A los efectos de este Código, se pueden contemplar tres niveles de gestión medioambiental, definidos de acuerdo con el siguiente criterio:

- a) nivel de certificación medioambiental, cuando la obra se encuentre incluida en el alcance de la certificación del constructor de conformidad con UNE-EN ISO 14001 o norma equivalente ISO 14001,
- b) nivel de sensibilización medioambiental, cuando la obra no esté en posesión del certificado indicado en el punto a), pero la dirección facultativa compruebe que el constructor cumple una serie de requisitos ambientales específicos recogidos en el proyecto, previo acuerdo con la propiedad, y
- c) nivel de operatividad medioambiental, cuando el constructor se limite al cumplimiento de la legislación medioambiental vigente.

En su caso, dicha exigencia debería incluirse en un anexo de evaluación ambiental de la estructura, que formará parte del proyecto. En caso de que el proyecto no contemplara este tipo de exigencias para la fase de ejecución, la propiedad podrá obligar a su cumplimiento mediante la introducción de las cláusulas correspondientes en el contrato con el constructor.

En particular, el sistema de gestión medioambiental de la ejecución deberá identificar las correspondientes buenas prácticas medioambientales a seguir durante la ejecución de la obra. En el caso de que el proyecto haya establecido exigencias relativas a la contribución de la estructura a la sostenibilidad, de acuerdo con el capítulo 2, la ejecución deberá ser coherente con dichas exigencias.

En el caso de que algunas de las unidades de obra sean subcontratadas, el constructor, entendido este como el contratista principal, deberá velar para que se observe el cumplimiento de las consideraciones medioambientales en la totalidad de la obra.

14.3 Nivel de control y clases de ejecución.

El pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto incluirá la identificación del nivel de control de ejecución en el caso de estructuras de hormigón, y de las clases de ejecución que serán aplicables a cada elemento en el caso de estructuras de acero, necesarias para garantizar el nivel adecuado de seguridad.

Una estructura de acero puede incluir elementos de distinta clase. En dicho caso, debe procederse a agrupar los elementos por clases al objeto de simplificar la

especificación de los criterios requeridos, la gestión de su comprobación y la valoración de su ejecución y control.

De acuerdo con los índices de fiabilidad adoptados en el apartado 5.2.1 de este Código, debe cumplirse una clase de fiabilidad RC2. Por ello, el nivel de inspección durante la ejecución según el apartado B5 del Anejo 18 debe ser, al menos, el IL2, lo que conlleva a que:

- en los elementos de hormigón, un control de ejecución intenso o normal (según el apartado 22.4.1), y
 - en los elementos de acero, un control de ejecución intenso o normal, en función de la clase de ejecución, que deberá ser 2, 3 o 4 (según el apartado 91.2) (tabla 14.3.1).

Tabla 14.3.1 Relación entre niveles de control y clases de ejecución

Nivel de control de ejecución, según este Código	Clase de ejecución para los elementos de acero (conforme al apartado 91.2)
Intenso.	Clase 3 o 4.
Normal.	Clase 2.

Salvo indicación en contra de la reglamentación específica que le sea aplicable, en el caso de puentes, la clase de ejecución será:

- para los elementos de hormigón, control de ejecución intenso, y
- para los elementos de acero estructural, clase 3 o 4.

Artículo 15. Gestión de los acopios de materiales en la obra.

El constructor deberá disponer de un sistema de gestión de los materiales, productos y elementos estructurales que se vayan a colocar en la obra, de manera que se asegure la trazabilidad de los mismos. Dicho sistema de gestión deberá presentar, al menos, las siguientes características:

- disponer de un registro de suministradores de la obra, con identificación completa de los mismos y de los materiales y productos suministrados,
- disponer de un sistema de almacenamiento de los acopios en la obra que permita mantener, en su caso, la trazabilidad de cada una de las partidas o remesas que llegan a la obra, y
 - disponer de un sistema de registro y seguimiento de las unidades ejecutadas que relacione estas con las partidas de productos utilizados y, en su caso, con las remesas empleadas en las mismas, de manera que se pueda mantener la trazabilidad durante la ejecución de la obra, de acuerdo con el nivel de control de la ejecución definido en el proyecto.

Artículo 16. Actuaciones asociadas a la ejecución.

16.1 Actuaciones previas al comienzo de la ejecución.

Antes del inicio de la ejecución de la estructura, la dirección facultativa velará para que el constructor efectúe las actuaciones siguientes:

- depósito en las instalaciones de la obra del correspondiente libro de órdenes, facilitado por la dirección facultativa;
- identificación de suministradores inicialmente previsto, así como del resto de agentes involucrados en la obra, reflejando sus datos en el correspondiente directorio que deberá estar permanentemente actualizado hasta la recepción de la obra;

- comprobación de la existencia de la documentación que avale la idoneidad técnica de los equipos previstos para su empleo durante la obra como, por ejemplo, los certificados de calibración o la definición de los parámetros óptimos de soldeo de los equipos de soldadura; y
- en caso de que se pretenda realizar soldaduras en obra, se comprobará la existencia de personal soldador con la cualificación u homologación suficiente, conforme a las exigencias de este Código.

Además, el constructor deberá comprobar la conformidad de la documentación previa de cada uno de los productos antes de su utilización, de acuerdo con los criterios establecidos por este Código.

Asimismo, con carácter previo al inicio de la ejecución, el constructor deberá comprobar que no hay constancia documental de modificaciones sustanciales que puedan conllevar alteraciones respecto a la estructura de hormigón proyectada inicialmente como, por ejemplo, como consecuencia de la ubicación de nuevas instalaciones.

Al objeto de conseguir la trazabilidad de los materiales y productos empleados en la obra, de acuerdo con lo indicado en el Artículo 14, el constructor deberá comunicar a la dirección facultativa las características del sistema que garantice dicha trazabilidad, con indicación de los criterios de gestión de las partidas y remesas recibidas en la obra, así como de los correspondientes acopios en la misma.

16.2 Actuaciones durante el desarrollo de la ejecución.

Todas las actividades desarrolladas durante la fase ejecución deberán ser conformes con los procedimientos de proceso definidos previamente por el constructor y autorizados por la dirección facultativa.

Cualquier incidencia o desviación respecto a los mencionados procedimientos deberá ser documentada e incorporada a la documentación de control gestionada por el constructor, informándose de ello a la dirección facultativa.

Sin perjuicio de la reglamentación específica que le sea de aplicación, cualquier empleo durante la obra de un elemento auxiliar (punterales, cimbras, etc.) será responsabilidad del constructor, que deberá disponer de los documentos correspondientes (proyecto, certificado, etc., según el caso) que avalen la conformidad de tales elementos para el uso que se pretende.

CAPÍTULO 5

Bases generales para la gestión de la calidad de las estructuras

Artículo 17. Criterios generales para la gestión de la calidad de las estructuras.

Las estructuras deberán presentar para su recepción una calidad conforme con los criterios y especificaciones definidos en su proyecto, de forma que pueda asumirse el cumplimiento, con una garantía suficiente, de los requisitos exigibles a la estructura en su proyecto.

La dirección facultativa en representación de la propiedad, deberá asumir desde su ámbito competencial dicho cumplimiento para la aceptación de la estructura, cuando así se derive de la aplicación de un sistema de gestión de la calidad de acuerdo con los criterios establecidos en este Código.

La garantía de la calidad de dicha estructura será responsabilidad del constructor. Para ello, el constructor de una estructura dispondrá de un sistema de aseguramiento de la calidad propio que incluya las evidencias necesarias para dar cumplimiento a los requerimientos del control e inspección establecidos en el correspondiente proyecto de ejecución y en este Código Estructural. Este sistema de aseguramiento de la calidad aplicado al proyecto en sí, se describirá en el denominado procedimiento de autocontrol del constructor.

La dirección facultativa, en representación de la propiedad, deberá velar porque se efectúen las comprobaciones de control suficientes que le permitan asumir la conformidad de la estructura en relación con los requisitos básicos para los que ha sido concebida y proyectada.

Cuando la propiedad decida la realización de un control del proyecto de la estructura, podrá comprobar su conformidad de acuerdo con lo indicado en la tabla 17.1.

La conformidad de la estructura precisará también de la realización de los controles efectuados durante su ejecución que se señalan en la tabla 17.1.

Tabla 17.1 Definición de tipos de conformidad

Tipo de conformidad	Artículos y capítulos del Código Estructural de aplicación a:		
	Estructuras de hormigón	Estructuras de acero	Estructuras mixtas hormigón-acero
Control del proyecto.	Artículo 20 + capítulo 12.	Artículo 20 + capítulo 22.	Artículo 20 + capítulo 32.
Control de la conformidad de los productos.	Artículo 21 + capítulo 13.	Artículo 21 + capítulo 23.	Artículo 21 + capítulo 33.
Control de la ejecución de la estructura.	Artículo 22 + capítulo 14.	Artículo 22 + capítulo 24.	Artículo 22 + capítulo 34.
Control de la estructura terminada.	Artículo 23.	Artículo 23.	Artículo 23.

Este Código contempla una serie de comprobaciones que permiten desarrollar los controles anteriores.

La propiedad, en función de las características de la estructura, establecerá la sistemática general para conseguir la garantía suficiente en la comprobación de la conformidad de los productos y procesos incluidos en este Código, para lo que podrá optar por una de las siguientes alternativas:

- a) un control basado en una comprobación estadística del producto o proceso, llevada a cabo por un laboratorio o entidad de control independiente que desarrolle su actividad para la dirección facultativa, o
- b) un control basado en una comprobación estadística del producto o proceso, llevada a cabo directamente por el constructor, combinado con un control externo del anterior llevado a cabo por la dirección facultativa, asistida o no por laboratorios o entidades de control independientes.

No obstante, la dirección facultativa podrá también optar, por otras alternativas de control siempre que demuestre, bajo su supervisión y responsabilidad, que son equivalentes a las establecidas en este código.

Las decisiones que se deriven del control se orientaran a garantizar el buen funcionamiento y seguridad de la estructura durante el periodo de vida útil definido en el proyecto.

Siempre que la legislación aplicable lo permita, el coste del control de calidad efectuado por la dirección facultativa y estimado en el plan de control deberá considerarse de forma independiente en el presupuesto de cualquiera de las actuaciones referentes a la obra y será retribuido directamente por la propiedad y no por la empresa constructora.

En cualquier caso, los agentes responsables del control deberán estar en disposición de demostrar su capacidad para realizar las labores de control establecidas, de acuerdo con lo contemplado al efecto en la normativa vigente que sea aplicable.

17.1 Definiciones.

A los efectos de las actividades de control contempladas por este Código, se definen como:

- Partida: cantidad de producto de la misma designación y procedencia contenido en una misma unidad de transporte (contenedor, cuba, camión, etc.) y que se recibe en la obra o en el lugar destinado para su recepción. En el caso del hormigón, las partidas suelen identificarse con las unidades de producto o amasadas.
- Remesa: conjunto de productos de la misma procedencia, identificados individualmente, contenidos en una misma unidad de transporte (contenedor, camión, etc.) y que se reciben en el lugar donde se efectúa la recepción.
- Acopio: cantidad de material o producto, procedente de una o varias partidas o remesas, que se almacena conjuntamente tras su entrada en la obra, hasta su utilización definitiva.
- Lote de material o producto: cantidad de material o producto que se somete a recepción en su conjunto.
- Lote de ejecución: parte de la obra, cuya ejecución se somete a aceptación en su conjunto.
- Unidad de inspección: conjunto de las actividades, correspondientes a un mismo proceso de ejecución, que es sometido a control para la recepción de un lote de ejecución.

17.2 Agentes del control de la calidad.

17.2.1 Dirección facultativa.

La dirección facultativa, en uso de sus atribuciones y actuando en nombre de la propiedad, tendrá las siguientes obligaciones y responsabilidades respecto al control:

- a) aprobar un programa de control de calidad para la obra, que desarrolle el plan de control incluido en el proyecto,
- b) velar por el desarrollo y validar las actividades de control en los siguientes casos:
 - control de recepción de los productos que se coloquen en la obra conforme al programa de control,
 - control de los productos una vez recepcionados hasta su colocación,
 - control de la ejecución, y
 - en su caso, control de recepción de otros productos que lleguen a la obra para ser transformados en las instalaciones propias de la misma.
- c) recopilar y archivar la documentación del control realizado.

La dirección facultativa podrá requerir también cualquier justificación adicional de la conformidad de los productos empleados en cualquier instalación industrial que suministre productos a la obra. Asimismo, podrá decidir la realización de comprobaciones, tomas de muestras, ensayos o inspecciones sobre dichos productos antes de ser transformados o durante su transformación.

En el ámbito de la edificación, de acuerdo con el Artículo 13 de la Ley 38/1999, de 5 de noviembre, de Ordenación de la Edificación, estas serán obligaciones del director de la ejecución.

17.2.2 Laboratorios y entidades de control de calidad.

La propiedad encomendará la realización de los ensayos de control a un laboratorio que sea conforme a lo establecido en el apartado 17.2.2.1. Asimismo, podrá encomendar a entidades de control de calidad otras actividades de asistencia técnica relativas al control de proyecto, de los productos o de los procesos de ejecución empleados en la obra, de conformidad con lo indicado en 17.2.2.2. En su caso, la toma de muestras podrá ser encomendada a cualquiera de los agentes a los que se refiere este apartado siempre que

disponga de la correspondiente acreditación, salvo que esta no sea exigible de acuerdo con la reglamentación específica aplicable.

Los laboratorios y entidades de control de calidad deberán poder demostrar su independencia respecto al resto de los agentes involucrados en la obra. Previamente al inicio de la misma, entregarán a la propiedad una declaración, firmada por persona física, que avale la referida independencia y que deberá ser incorporada por la dirección facultativa a la documentación final de la obra.

17.2.2.1 Laboratorios de control.

Los ensayos que se efectúen para comprobar la conformidad de los productos a su recepción en la obra en cumplimiento de este Código, serán encomendados a laboratorios privados o públicos con capacidad suficiente e independientes del resto de los agentes que intervienen en la obra. Esta independencia se extiende a la propiedad de la obra, salvo en el caso que se trate de obras promovidas por una Administración.

La propiedad o la persona en quien delegue podrá visitar a los laboratorios con objeto de verificar su idoneidad para desarrollar los trabajos encomendados. El alcance de la visita recogería la adecuación de los equipos e instalaciones, capacitación de los trabajadores y procedimientos de trabajo.

En el caso de que el constructor realice ensayos para contrastar los resultados del control externo, como medida adicional para asegurar la calidad de la obra, el laboratorio implicado deberá cumplir los requisitos de capacidad e independencia reflejados en el primer párrafo de este apartado.

Los laboratorios privados deberán justificar su capacidad mediante su acreditación obtenida conforme al Reglamento (CE) N.º 765/2008 del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de julio para los ensayos correspondientes; o, bien, mediante el cumplimiento de los requisitos establecidos por el Real Decreto 410/2010, de 31 de marzo, que tengan declarados los ensayos correspondientes. Se considerará su inscripción en el Registro General del CTE en la Sección correspondiente a Laboratorios de Ensayo para el Control de Calidad de la Edificación.

Podrán emplearse también laboratorios de control con capacidad suficiente y perteneciente a cualquier centro directivo de las Administraciones Públicas con competencias en el ámbito de la edificación o de la obra pública.

En el caso de que un laboratorio no pudiese realizar con sus medios alguno de los ensayos establecidos para el control, podrá subcontratarlo a un segundo laboratorio, previa aprobación de la dirección facultativa, siempre que este último pueda demostrar una independencia y una capacidad suficiente de acuerdo con lo indicado en este artículo. En el caso de laboratorios situados en obra, deberán estar ligados a laboratorios que puedan demostrar su capacidad e independencia conforme a lo indicado en los párrafos anteriores de este apartado, que los deberán integrar en sus correspondientes sistemas de calidad.

17.2.2.2 Entidades de control de calidad.

El control de recepción de los productos, el control de ejecución y, en su caso, el control de proyecto, podrán ser realizados con la asistencia técnica de entidades de control de calidad con capacidad suficiente e independientes del resto de los agentes que intervienen en la obra. Esta independencia no será condición necesaria en el caso de entidades de control de calidad pertenecientes a la propiedad.

En el caso de obras de edificación, las entidades de control de calidad serán aquéllas a las que hace referencia el Artículo 14 de la Ley 38/1999, de Ordenación de la Edificación. Estas entidades deberán justificar su capacidad mediante el cumplimiento de los requisitos establecidos en el Real Decreto 410/2010, de 31 de marzo.

Podrá emplearse también una entidad pública de control de calidad, con capacidad suficiente y perteneciente a cualquier centro directivo de las Administraciones Públicas con competencias en el ámbito de la edificación o de la obra pública.

Artículo 18. Garantía de la conformidad de productos y procesos de ejecución, distintivos de calidad.

La ejecución de la estructura se llevará a cabo según el proyecto y las modificaciones autorizadas y documentadas por la dirección facultativa. Durante la ejecución de la estructura se elaborará la documentación que reglamentariamente sea exigible y en ella se incluirá, sin perjuicio de lo que establezcan otras reglamentaciones, la documentación a la que hace referencia el Anejo 4 de este Código.

En todas las actividades ligadas al control de recepción, podrá estar presente un representante del agente responsable de la actividad o producto controlado (autor del proyecto, suministrador de hormigón, suministrador de las armaduras elaboradas, suministrador de los elementos prefabricados, constructor, etc.). En el caso de la toma de muestras, cada representante se quedará con copia del acta correspondiente. Cuando se produzca cualquier incidencia en la recepción derivada de resultados de ensayo no conformes, el suministrador y en su caso, el constructor, tendrá derecho a recibir una copia del correspondiente informe del laboratorio y que deberá ser facilitada por la dirección facultativa.

La conformidad de los productos y de los procesos de ejecución respecto a las exigencias básicas definidas por este Código, requiere que satisfagan con un nivel de garantía suficiente un conjunto de especificaciones.

De forma voluntaria, los productos y los procesos pueden disponer de las garantías necesarias para que se cumplan los requisitos mínimos contemplados en este Código, mediante la incorporación de sistemas (como por ejemplo, los distintivos de calidad) que avalen, a través de las correspondientes auditorías, inspecciones y ensayos, que sus sistemas de calidad y sus controles de producción, cumplen las exigencias requeridas para la concesión de tales sistemas. Dichos sistemas deberán ser coherentes con las consideraciones especiales contempladas en este Código, con el fin de que el índice de fiabilidad de la estructura sea al menos el mismo, independientemente de los materiales que utilice.

A los efectos de este Código, dichas garantías pueden demostrarse por cualquiera de los siguientes procedimientos:

- a) mediante la posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido (DCOR) concedido a un organismo de certificación acreditado conforme al Reglamento (CE) N.º 765/2008 del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de julio,
- b) en el caso de productos fabricados en la propia obra o de procesos ejecutados en la misma, mediante un sistema equivalente validado y supervisado bajo la responsabilidad de la dirección facultativa, que asegure que el índice de fiabilidad de la estructura es al menos el mismo.

Este Código contempla la aplicación de ciertas consideraciones especiales en la recepción para aquellos productos y procesos que presenten las garantías necesarias para su cumplimiento mediante cualquiera de los dos procedimientos mencionados en el párrafo anterior.

El control de recepción tendrá en cuenta las garantías asociadas a la posesión de un distintivo, siempre que este cumpla unas determinadas condiciones. Así, tanto en el caso de los procesos de ejecución, como en el de los productos que no requieran el marcado CE según el Reglamento (UE) N.º 305/2011, de 9 de marzo de 2011, este Código permite aplicar unas consideraciones especiales en su recepción, cuando ostenten un distintivo de calidad de carácter voluntario que esté oficialmente reconocido por la Subdirección General de Normativa y Estudios Técnicos del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana u otro órgano directivo con competencias en el ámbito de la edificación o de la obra pública y perteneciente a la Administración Pública de cualquier Estado miembro de la Unión Europea, de Turquía o de cualquiera de los Estados firmantes del Acuerdo sobre el Espacio Económico Europeo.

Lo dispuesto en el párrafo anterior será también de aplicación a los productos de construcción fabricados o comercializados legalmente en un Estado que tenga un acuerdo de asociación aduanera con la Unión Europea, cuando ese acuerdo reconozca a esos productos el mismo tratamiento que a los fabricados o comercializados en un Estado miembro de la Unión Europea.

De acuerdo al apartado 4.1, en el caso de los productos con marcado CE, los distintivos de calidad oficialmente reconocidos no podrán certificar la conformidad con las prestaciones declaradas en lo que respecta a las características esenciales cubiertas por la norma armonizada, ni tampoco con las prestaciones de ninguna característica esencial relacionada con los requisitos básicos incluidos en el anexo I del Reglamento (EU) 305/2011, de 9 de marzo de 2011.

18.1 Procedimiento de reconocimiento oficial de distintivos de calidad.

El reconocimiento oficial del distintivo se desarrollará conforme al procedimiento que establezca la Administración reconocedora de cualquier Estado miembro de la Unión Europea, de Turquía o de cualquier Estado de la Asociación Europea de Libre Comercio signatario del Acuerdo sobre el Espacio Económico Europeo.

En el caso de los reconocimientos de distintivos por parte del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, se aplicará el siguiente procedimiento.

Estarán legitimados para presentar las solicitudes de reconocimiento oficial de un distintivo de calidad, los organismos de certificación acreditados conforme a los apartados de este Código que le sean de aplicación y a la norma UNE-EN ISO/IEC 17065 según el Reglamento (CE) N.º 765/2008, del Parlamento Europeo y del Consejo de 9 de julio, por el que se establecen los requisitos de acreditación y vigilancia del mercado relativos a la comercialización de productos.

Las solicitudes deberán acompañarse de al menos la siguiente documentación:

- a) Memoria explicativa y justificativa de la solicitud.
- b) Reglamento regulador del distintivo en donde se definan las garantías particulares, procedimiento de concesión, régimen de funcionamiento, requisitos técnicos y reglas para la toma de decisiones. En cualquier caso, dicho reglamento incluirá la declaración explícita del cumplimiento del contenido de este Código.
- c) Cualquier otra documentación que la Administración reconocedora establezca o considere necesaria en relación al ámbito de certificación en el que se desarrolle el distintivo.

La Administración reconocedora podrá recabar los informes o dictámenes de los expertos por ella designados, en función de las características de la certificación cuyo reconocimiento se solicita.

Para mayor difusión y comodidad en el acceso de la información por parte de los usuarios, cualquier Administración reconocedora de las contempladas en los párrafos anteriores para el reconocimiento oficial de un distintivo de calidad, podrá solicitar la publicación de los distintivos por ellas reconocidas en las páginas web de las Comisiones Permanentes que proponen este Código, creadas a tal efecto.

Si la resolución de la Administración reconocedora fuese desfavorable al reconocimiento, la finalización del procedimiento se produciría con la comunicación al solicitante.

La enmienda o retirada del reconocimiento oficial del distintivo podrá ser realizada a instancia o de parte, para lo cual se iniciará el procedimiento mediante la oportuna solicitud y se regirá conforme a los mismos trámites que para su reconocimiento.

La Administración reconocedora vigilará la correcta aplicación de los distintivos, por lo que podrá participar en todas aquellas actividades que se consideren relevantes para el correcto funcionamiento del distintivo así como asistir a las inspecciones que realicen los servicios de inspección correspondientes a las instalaciones que ostenten el distintivo de calidad, para verificar la correcta actuación de estos en la supervisión de las características técnicas de los productos y la adecuación del control interno sobre su producción.

Si se detectase alguna anomalía en estos procedimientos, la Autoridad reconocedora podrá incoar un expediente y podrá suspender el reconocimiento, comunicando previamente la propuesta de retirada al solicitante con el objeto de que pueda formular alegaciones. La validez del reconocimiento quedará condicionada durante el período de validez, al mantenimiento de las condiciones que los motivan.

18.2 Distintivos de calidad concedidos por entidades de certificación en otros Estados.

No será necesaria la declaración explícita requerida en el punto b) del apartado 18.1, si una entidad de certificación de otro Estado miembro de la Unión Europea, de Turquía o de cualquiera de los Estados firmantes del Acuerdo sobre el Espacio Económico Europeo, evalúa la conformidad respecto a cualquier norma o reglamento que, manteniendo al menos las garantías necesarias para verificar un nivel similar de calidad del producto o proceso y de sus características técnicas, demuestre que se cumplen los requisitos de seguridad estructural contemplados en este Código.

Artículo 19. Plan y programa de control.

En el plan de control de calidad del proyecto de ejecución de una obra se incluirá el plan de control de la estructura, indicando las comprobaciones y ensayos que se consideren oportunos. Así mismo se deberá valorar el coste total del control de calidad de la estructura.

Antes de iniciar las actividades de control en la obra, la dirección facultativa aprobará un programa de control, preparado de acuerdo con el plan de control definido en el proyecto, y que tenga en cuenta el cronograma o plan de obra del constructor y su procedimiento de autocontrol. El programa de control contemplará, al menos, los siguientes aspectos:

- a) la identificación de productos y procesos objeto de control, definiendo los correspondientes lotes de control y unidades de inspección, describiendo para cada caso las comprobaciones a realizar y los criterios a seguir en el caso de no conformidad;
- b) la previsión de medios materiales y humanos destinados al control con identificación, en su caso, de las actividades a subcontratar;
- c) la programación del control, en función del procedimiento de autocontrol del constructor y del cronograma de obra previsto para la ejecución por el mismo;
- d) la designación del responsable encargado de la toma de muestras, así como el procedimiento para la toma de estas muestras: lotificación según plan de ensayos, realización de probetas según normativa contemplada en este Código, conservación de las muestras (en obra hasta su traslado a laboratorio); y
- e) el sistema de documentación del control que se empleará durante la obra.

Dicho programa de control podrá constituir un documento independiente o estar incluido en otro documento (por ejemplo, en el esquema director de la calidad, en el caso de obras de puentes de carretera).

Artículo 20. Control de la conformidad del proyecto.

El control del proyecto tiene por objeto comprobar su conformidad con este Código y con el resto de la reglamentación que le fuera aplicable, así como comprobar su grado de definición, la calidad del mismo y todos los aspectos que puedan incidir en la calidad final de la estructura proyectada.

La propiedad podrá decidir la realización del control de proyecto, que como mínimo deberá realizarse por una persona distinta a aquellos inicialmente responsables y de conformidad con el procedimiento de la organización. Para ello, podrá contar con la asistencia técnica de una entidad de control de calidad, de acuerdo con lo indicado en el apartado 17.2.2.2.

Artículo 21. Control de la conformidad de los productos.

El control de recepción de los productos tiene por objeto comprobar que sus características técnicas y prestaciones cumplen con lo exigido en el proyecto y, en su defecto, en este Código.

En el caso de productos que deban disponer del marcado CE según el Reglamento (UE) N.º 305/2011, de 9 de marzo de 2011, sus prestaciones en relación a las características esenciales deberán evaluarse de conformidad con la norma armonizada que le sea de aplicación, de las recogidas en las Resoluciones que periódicamente emite el Ministerio de Industria, Comercio y Turismo por la que se publican las referencias a las normas UNE que son transposición de normas armonizadas, así como el período de coexistencia y la entrada en vigor del marcado CE relativo a varias familias de productos de construcción. Tal y como se recoge en el citado Reglamento, el fabricante del producto será el responsable de la conformidad del producto con las prestaciones declaradas. El fabricante deberá estar en condiciones de aportar garantía de la adecuación de su producto al uso previsto según lo especificado en la norma armonizada y de ponerlas a disposición de quien las solicite con el fin de que, a su vez, pueda transmitir estas garantías al usuario final de la obra o del producto en que se incorporen, facilitando para ello la documentación que incluya la información que avale dichas garantías.

El responsable de la recepción será el encargado de verificar, del modo que considere conveniente, que el producto que está recepcionando es conforme con las especificaciones requeridas. La dirección facultativa, conforme a las obligaciones recogidas en el apartado 17.2.1 de este Código, teniendo en cuenta que el marcado CE no garantiza su idoneidad para un uso concreto, y una vez validado el control de recepción, será la responsable de velar porque el producto incorporado en la obra es adecuado a su uso y cumple con las especificaciones requeridas. Se verificará que los valores declarados en los documentos que acompañan al marcado CE son conformes con las especificaciones indicadas en el proyecto y, en su defecto, en este Código.

Tanto el pliego de prescripciones técnicas particulares o, en su caso, el plan de control del proyecto como el programa de control de la obra podrán disponer la realización de comprobaciones o ensayos sobre las partidas o remesas de los productos suministrados a la obra o sobre los que se utilicen para la fabricación de los mismos. Dichos ensayos y comprobaciones se podrán realizar igualmente cuando así lo estime, en el uso de sus atribuciones, la dirección facultativa.

En el caso de que se detecte la no conformidad de las prestaciones de un producto que ostente el marcado CE, a raíz de los ensayos de recepción, con la declaración de prestaciones de dicho producto, o incumplimientos por ausencia de marcado CE obligatorio o defectos documentales, el responsable de la recepción o, en su caso, la dirección facultativa, podrá trasladar la información disponible a las autoridades de vigilancia del mercado, al objeto de que inicien, en su caso, los procedimientos previstos en el capítulo VIII del Reglamento (UE) N.º 305/2011 del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de marzo de 2011.

En otros casos, el control de recepción de los productos comprenderá:

- a) el control de la documentación de los suministros que llegan a la obra, de acuerdo con lo indicado en este Código, y
- b) en su caso, el control mediante ensayos, conforme con los Capítulos 13, 23 y 33 de este Código.

La dirección facultativa podrá considerar las garantías adicionales aportadas, en su caso, por distintivos de calidad oficialmente reconocidos, de acuerdo con lo indicado en el Artículo 18 de este Código.

Este Código recoge unos criterios para comprobar la conformidad con el mismo de los productos que se reciben en la obra. Análogamente, también recoge los criterios para la comprobación, en su caso, de la conformidad antes de su transformación, de los productos que pueden ser empleados para la elaboración de aquellos.

La dirección facultativa, en uso de sus atribuciones, podrá disponer en cualquier momento la realización de comprobaciones o ensayos adicionales sobre las remesas o las partidas de productos suministrados a la obra o sobre los empleados para la elaboración de los mismos.

21.1 Control documental de los suministros.

Los suministradores entregarán al constructor, quien los trasladará a la dirección facultativa, cualquier documento de identificación del producto exigido por la reglamentación aplicable o, en su caso, por el proyecto o por la dirección facultativa. Sin perjuicio de lo establecido adicionalmente para cada producto en otros artículos de este Código, se facilitarán, al menos, los siguientes documentos que se detallan en el Anejo 4:

a) antes del suministro:

- los documentos de conformidad, declaración responsable del fabricante o autorizaciones administrativas exigidas reglamentariamente, incluida cuando proceda la documentación correspondiente al marcado CE de los productos de construcción, de acuerdo al Reglamento (UE) N.º 305/2011 del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de marzo de 2011.

- en su caso, certificado de inspección de la central suministradora del hormigón preparado, según proceda, en función de lo establecido en la reglamentación industrial vigente relativa al control de producción de hormigones fabricados en central.

- en su caso, declaración del suministrador firmada por persona física con poder de representación suficiente en la que conste que, en la fecha de la misma, el producto está en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, y fotocopia del mismo,

b) durante el suministro:

- las hojas de suministro de cada partida o remesa,

c) después del suministro:

- el certificado final de suministro del producto suministrado, firmado por persona física con poder de representación suficiente.

En el caso de que los productos suministrados dispongan de distintivos de calidad oficialmente reconocidos que supongan una garantía superior y que vienen contemplados en el Artículo 18 de este Código, deberá efectuarse un control documental específico. Para ello los suministradores entregarán al constructor, quien los facilitará a la dirección facultativa, los certificados que avalen que los productos que se suministrarán están en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido vigente. La documentación ha de ir acompañada de una declaración del suministrador firmada por persona física en la que conste la fecha de vigencia del distintivo, acompañado de copia del certificado.

Antes del suministro, la dirección facultativa comprobará que el material certificado se adapta al especificado en el proyecto y fijará la realización de las comprobaciones previstas en el Capítulo 13, 23 y 33 de este Código para este tipo de distintivos.

21.1.1 Documentación del marcado CE.

Para aquellos productos que estén sujetos al marcado CE en aplicación del Reglamento (UE) N.º 305/2011, del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de marzo de 2011, la documentación que el fabricante o suministrador (distribuidor o importador) del producto debe entregar como justificación del correcto marcado CE es:

a) Copia de la declaración de prestaciones, según lo establecido en el artículo 6 del Reglamento (UE) N.º 305/2011, de 9 de marzo de 2011. La declaración de prestaciones se puede aportar: por vía electrónica (e-mail o fax); a través de la página web del

suministrador, siguiendo los criterios del Reglamento Delegado (UE) N.º 157/2014 de la Comisión Europea; y siempre en formato papel si así lo requiere el receptor del producto.

b) El marcado o etiquetado CE del producto, que podrá entregarse: sobre el producto o embalaje; en una etiqueta adherida al producto o embalaje; o en la documentación de acompañamiento (por ejemplo, en el albarán).

c) En el caso de que se considere necesario para garantizar la correcta instalación del producto se acompañará al mismo sus instrucciones e información de seguridad, como se indica en el artículo 11, punto 6, del Reglamento (UE) N.º 305/2011, del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de marzo de 2011.

Estos documentos deberán facilitarse en idioma español.

21.2 Control de recepción mediante ensayos.

Para verificar el cumplimiento de las exigencias de este Código puede ser necesario, en determinados casos, realizar ensayos sobre algunos productos, según lo establecido en este Código o bien, según lo especificado en el proyecto u ordenado por la dirección facultativa.

En el caso de efectuarse ensayos, los laboratorios de control facilitarán sus resultados acompañados de la incertidumbre de medida para un determinado nivel de confianza, así como la información relativa a las fechas, tanto de la entrada de la muestra en el laboratorio como la de realización de los ensayos.

Las entidades y los laboratorios de control de calidad entregarán los resultados de su actividad al agente autor del encargo y, en todo caso, a la dirección facultativa.

Artículo 22. *Control de la conformidad de los procesos de ejecución.*

El control de la ejecución, establecido como preceptivo por este Código, tiene por objeto comprobar que los procesos realizados durante la construcción de la estructura, se organizan y desarrollan de forma que la dirección facultativa pueda asumir su conformidad respecto al proyecto, de acuerdo con lo indicado en este Código.

Durante la construcción de la estructura, la dirección facultativa controlará la ejecución de cada parte de la misma, bien directamente o a través de una entidad de control, verificando su replanteo, los productos que se utilicen y la correcta ejecución y disposición de los elementos constructivos. Efectuará cualquier comprobación adicional que estime necesaria para comprobar la conformidad con lo indicado en el proyecto, la reglamentación aplicable y las órdenes de la propia dirección facultativa. Comprobará que se han adoptado las medidas necesarias para asegurar la compatibilidad entre los diferentes productos, elementos y sistemas constructivos.

El control de la ejecución comprenderá:

- a) la comprobación del control de producción del constructor, y
- b) la realización de inspecciones de los procesos durante la ejecución.

22.1 Control de la ejecución mediante comprobación del control de producción del constructor.

El constructor tiene la obligación de definir y desarrollar un sistema de seguimiento, que permita comprobar la conformidad de la ejecución. Para ello, elaborará el plan de obra y el programa de autocontrol de la ejecución de la estructura, desarrollando el plan de control definido en el proyecto.

El programa de autocontrol contemplará las particularidades concretas de la obra, relativas a medios, procesos y actividades y se desarrollará el seguimiento de la ejecución de manera que permita a la dirección facultativa comprobar la conformidad con las especificaciones del proyecto y lo establecido en el Código. Para ello, los resultados de todas las comprobaciones realizadas serán documentados por el constructor, en los registros de autocontrol.

El programa de autocontrol deberá ser aprobado por la dirección facultativa antes del inicio de los trabajos.

Los resultados de todas las comprobaciones realizadas en el autocontrol deberán registrarse en un soporte, físico o electrónico, que deberá estar a disposición de la dirección facultativa. Cada registro deberá estar firmado por la persona física que haya sido designada por el constructor para el autocontrol de cada actividad.

Durante la obra, el constructor deberá mantener a disposición de la dirección facultativa un registro permanentemente actualizado, donde se reflejen las designaciones de las personas responsables de efectuar en cada momento el autocontrol relativo a cada proceso de ejecución. Una vez finalizada la obra, dicho registro se incorporará a la documentación final de la misma.

Además, en función del nivel de control de la ejecución, el constructor definirá un sistema de gestión de los acopios suficiente para conseguir la trazabilidad requerida de los productos y elementos que se colocan en la obra.

22.2 Control de la ejecución mediante inspección de los procesos.

La dirección facultativa, en representación de la propiedad, tiene la obligación de efectuar el control de la ejecución, comprobando los registros del autocontrol del constructor y efectuando las inspecciones puntuales de los procesos de ejecución que sean necesarios, según lo especificado en proyecto, lo establecido por este Código o lo ordenado por la propia dirección facultativa. Para ello, la dirección facultativa podrá contar con la asistencia técnica de una entidad de control de calidad, de acuerdo con el apartado 17.2.2.

En su caso, la dirección facultativa podrá eximir de la realización de las inspecciones externas para aquellos procesos de la ejecución de la estructura que se encuentren en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.

22.3 Programación del control de ejecución.

La programación del autocontrol de la ejecución identificará, entre otros aspectos, los siguientes:

- niveles de control y clases de ejecución
- lotes de ejecución,
- unidades de inspección,
- frecuencias de comprobación.

22.4 Niveles de control de la ejecución.

A los efectos de este Código, se contemplan dos niveles de control:

- a) Control de ejecución a nivel normal (conforme al Artículo 14)
- b) Control de ejecución a nivel intenso (conforme al Artículo 14)

Cuando se realice un control de ejecución a nivel intenso el constructor deberá estar en posesión de un sistema de la calidad certificado conforme a la UNE-EN ISO 9001, obtenido de una entidad certificada conforme a la UNE-EN ISO/IEC 17021 para el alcance de las actividades de ejecución requeridas.

Artículo 23. *Control de la comprobación de la conformidad de la estructura terminada.*

Una vez finalizada la estructura, en su conjunto o alguna de sus fases, la dirección facultativa velará para que se realicen las comprobaciones y pruebas de carga exigidas en su caso por la reglamentación vigente que le fuera aplicable, además de las que pueda establecer voluntariamente el proyecto o decidir la propia dirección facultativa; determinando la validez, en su caso, de los resultados obtenidos.

23.1 Documentación generada para la comprobación de la conformidad.

La conformidad de la estructura requiere de la consecución de una trazabilidad adecuada entre los productos que se colocan en la obra con carácter permanente citados en este Código, y cualquier otro producto que se haya empleado para su elaboración, de acuerdo con los niveles establecidos en el Artículo 14.

Todas las actividades relacionadas con el control establecido por este Código deberán quedar documentadas en los correspondientes registros, físicos o electrónicos, que permitan disponer de las evidencias documentales de todas las comprobaciones, actas de ensayo y partes de inspección que se hayan llevado a cabo, han de ser incluidas, una vez finalizada la obra, en la documentación final de la misma.

Los registros estarán firmados por la persona física responsable de llevar a cabo la actividad de control y, en el caso de estar presente, por la persona representante del suministrador del producto o de la actividad controlada.

Las hojas de suministro estarán firmadas, en representación del suministrador, por persona física con capacidad suficiente.

En el caso de procedimientos electrónicos, la firma deberá ajustarse a lo establecido en la Ley 59/2003, de 19 de diciembre, de firma electrónica.

23.2 Pruebas de carga.

En general, las pruebas de carga pueden agruparse de acuerdo con su finalidad en:

a) Pruebas de carga reglamentarias.

Son todas aquellas fijadas por el pliego de prescripciones técnicas particulares o instrucciones o reglamentos, y que tratan de realizar un ensayo que constate el comportamiento de la estructura ante situaciones representativas de sus acciones de servicio. Las reglamentaciones de puentes de carretera y puentes de ferrocarril fijan, en todos los casos, la necesidad de realizar ensayos de puesta en carga previamente a la recepción de la obra. Estas pruebas tienen por objeto comprobar la adecuada concepción y la buena ejecución de las obras frente a las cargas normales de explotación, comprobando si la obra se comporta según los supuestos de proyecto, garantizando con ello su funcionalidad.

Hay que añadir, además, que en las pruebas de carga se pueden obtener valiosos datos de investigación que deben confirmar las teorías de proyecto (reparto de cargas, giros de apoyos, flechas máximas) y utilizarse en futuros proyectos.

Estas pruebas no deben realizarse antes de que el hormigón haya alcanzado la resistencia de proyecto. Pueden contemplar diversos sistemas de carga, tanto estáticos como dinámicos.

Las pruebas dinámicas son preceptivas en puentes de ferrocarril y en puentes de carretera y estructuras en las que se prevea un considerable efecto de vibración, de acuerdo con las Instrucciones de acciones correspondientes. En particular, este último punto afecta a los puentes con luces superiores a los 60 m o diseño inusual, utilización de nuevos materiales y pasarelas y zonas de tránsito en las que, por su esbeltez, se prevé la aparición de vibraciones que puedan llegar a ocasionar molestias a los usuarios. El proyecto y realización de este tipo de ensayos deberá estar encomendado a equipos técnicos con experiencia en este tipo de pruebas.

La evaluación de las pruebas de carga reglamentarias requiere la previa preparación de un proyecto de prueba de carga, que debe contemplar la diferencia de actuación de acciones (dinámica o estática) en cada caso. De forma general, y salvo justificación especial, se considerará el resultado satisfactorio cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- En el transcurso del ensayo no se producen fisuras que no se correspondan con lo previsto en el proyecto y que puedan comprometer la durabilidad y seguridad de la estructura.

- Las flechas medidas no exceden los valores establecidos en proyecto como máximos compatibles con la correcta utilización de la estructura.
- Las medidas experimentales determinadas en las pruebas (giros, flechas, frecuencias de vibración) no superan las máximas calculadas en el proyecto de prueba de carga en más de un 15 % en caso de hormigón armado y en 10 % en caso de hormigón pretensado.
 - La flecha residual después de retirada la carga, habida cuenta del tiempo en que esta última se ha mantenido, es lo suficientemente pequeña como para estimar que la estructura presenta un comportamiento esencialmente elástico. Esta condición deberá satisfacerse tras un primer ciclo carga-descarga, y en caso de no cumplirse, se admite que se cumplan los criterios tras un segundo ciclo.

b) Pruebas de carga como información complementaria.

En ocasiones es conveniente realizar pruebas de carga como ensayos para obtener información complementaria, en el caso de haberse producido cambios o problemas durante la construcción. Salvo que lo que se cuestione sea la seguridad de la estructura, en este tipo de ensayos no deben sobrepasarse las acciones de servicio, siguiendo unos criterios en cuanto a la realización, análisis e interpretación semejantes a los descritos en el caso anterior.

c) Pruebas de carga para evaluar la capacidad resistente.

En algunos casos las pruebas de carga pueden utilizarse como medio para evaluar la seguridad de estructuras. En estos casos la carga a materializar deberá ser una fracción de la carga de cálculo superior a la carga de servicio. Estas pruebas requieren siempre la redacción de un plan de ensayos que evalúe la viabilidad de la prueba, la realización de la misma por una organización con experiencia en este tipo de trabajos, y ser dirigida por un técnico competente.

El plan de prueba recogerá, entre otros, los siguientes aspectos:

- Viabilidad y finalidad de la prueba.
- Magnitudes que deben medirse y localización de los puntos de medida.
- Procedimientos de medida.
- Escalones de carga y descarga.
- Medidas de seguridad.

Este último punto es muy importante, dado que por su propia naturaleza en este tipo de pruebas se puede producir algún fallo o rotura parcial o total del elemento ensayado.

Estos ensayos tienen su aplicación fundamental en elementos sometidos a flexión. Para su realización deberán seguirse los siguientes criterios:

- Los elementos estructurales que sean objeto de ensayo deberán tener al menos 56 días de edad, o haberse comprobado que la resistencia real del hormigón de la estructura ha alcanzado los valores nominales previstos en proyecto.
- Siempre que sea posible, y si el elemento a probar va a estar sometido a cargas permanentes aún no materializadas, 48 horas antes del ensayo deberían disponerse las correspondientes cargas sustitutorias que gravitarán durante toda la prueba sobre el elemento ensayado.
- Las lecturas iniciales deberán efectuarse inmediatamente antes de disponer la carga de ensayo.
- La zona de estructura objeto de ensayo deberá someterse a una carga total, incluyendo las cargas permanentes que ya actúen, equivalente a $0,85 \cdot (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \gamma_{sc})$, siendo G la carga permanente que se ha determinado actúa sobre la estructura, Q las sobrecargas previstas y $\gamma_{sc}=1,35$, salvo que la reglamentación específica vigente indique otro valor.

Las cargas de ensayo se dispondrán en al menos cuatro etapas aproximadamente iguales, evitando impactos sobre la estructura y la formación de arcos de descarga en los materiales empleados para materializar la carga.

– 24 horas después de que se haya colocado la carga total de ensayo, se realizarán las lecturas en los puntos de medida previstos. Inmediatamente después de registrar dichas lecturas se iniciará la descarga, registrándose las lecturas existentes hasta 24 horas después de haber retirado la totalidad de las cargas.

– Se realizará un registro continuo de las condiciones de temperatura y humedad existentes durante el ensayo con objeto de realizar las oportunas correcciones si fuera pertinente.

– Durante las pruebas de carga deberán adoptarse las medidas de seguridad adecuadas para evitar un posible accidente en el transcurso de la prueba. Las medidas de seguridad no interferirán la prueba de carga ni afectarán a los resultados.

El resultado del ensayo podrá considerarse satisfactorio cuando se cumplan las condiciones siguientes:

– Ninguno de los elementos de la zona de estructura ensayada presenta fisuras no previstas y que comprometan la durabilidad o seguridad de la estructura.

– La flecha máxima obtenida es inferior de $l^2/20.000 \cdot h$, siendo l la luz de cálculo y h el canto del elemento. En el caso de que el elemento ensayado sea un voladizo, l será dos veces la distancia entre el apoyo y el extremo.

– Si la flecha máxima supera $l^2/20.000 \cdot h$, la flecha residual una vez retirada la carga, y transcurridas 24 horas, deberá ser inferior al 25 % de la máxima en elementos de hormigón armado e inferior al 20 % de la máxima en elementos de hormigón pretensado. Esta condición deberá satisfacerse tras el primer ciclo de carga-descarga. Si esto no se cumple, se permite realizar un segundo ciclo de carga-descarga después de transcurridas 72 horas de la finalización del primer ciclo. En tal caso, el resultado se considerará satisfactorio si la flecha residual obtenida es inferior al 20 % de la flecha máxima registrada en ese ciclo de carga, para todo tipo de estructuras.

CAPÍTULO 6

Bases generales para la gestión de las estructuras durante su fase de servicio

Artículo 24. *Criterios generales para el mantenimiento de las estructuras.*

24.1 Definición de mantenimiento.

Se entiende por mantenimiento de una estructura el conjunto de actividades necesarias para que el nivel de prestaciones para el que ha sido proyectada, con arreglo a los criterios del presente Código Estructural, no disminuya durante su vida útil de proyecto por debajo de un cierto umbral, vinculado a las características de resistencia mecánica, durabilidad, funcionalidad y, en su caso, estéticas. Para ello, a partir de la entrada en servicio de la estructura, la propiedad deberá programar y efectuar las actividades de mantenimiento que se indican en este artículo, de forma coherente con los criterios adoptados en el proyecto.

Cuando, en función de las características de la obra, exista reglamentación específica para su mantenimiento, esta se aplicará conjuntamente con lo indicado en este Código Estructural.

El mantenimiento es una actividad de carácter preventivo, que evita o retrasa la aparición de problemas que, de lo contrario, tendrían una resolución más complicada. Por lo tanto, este Código Estructural plantea una estrategia de mantenimiento que es de carácter obligatorio.

24.2 Estrategia de mantenimiento.

Las actividades relacionadas con el mantenimiento de la estructura se incardinan en un contexto general más amplio que puede denominarse «sistema de gestión de la estructura». Las actividades de mantenimiento requieren ser realizadas por personal con la formación y los medios adecuados.

En la gestión de un patrimonio construido se contemplan, desde un punto de vista operativo, los siguientes conceptos:

- Archivo documental completo de la estructura. Compete a la propiedad conservar el proyecto de construcción completo, así como los proyectos que, eventualmente, le sucedan en virtud de reparaciones, refuerzos, ampliaciones, etc., así como las memorias o informes vinculados a la historia de la estructura.

- Inspecciones rutinarias o especializadas. Compete asimismo a la propiedad realizar inspecciones rutinarias que permitan asegurar el correcto funcionamiento de los elementos vinculados a la operación y durabilidad de la estructura. En este sentido, a título de ejemplo, deben efectuarse periódicamente actuaciones de limpieza de elementos de desagüe, de reparación o sustitución de elementos de impermeabilización, juntas, etc., en general, elementos auxiliares, no estructurales, de vida útil inferior a la de la estructura y cuya degradación pueda afectar negativamente a la de esta. La frecuencia de estas inspecciones deberá ser establecida por el autor del proyecto en el plan de mantenimiento, en función de las condiciones operativas, estacionales, etc.

- Inspecciones principales, realizadas a instancias de la propiedad, por técnicos cualificados y con experiencia en este tipo de trabajos, como se indica en el apartado 24.3.

- Inspecciones especiales y pruebas de carga, que requieren de la auscultación específica de la estructura y su valoración analítica posterior para la formulación de diagnósticos.

Es responsabilidad de la propiedad organizar las tareas de mantenimiento en torno a los ejes de actuación señalados con el fin de disponer, en todo momento, de una información cercana en el tiempo con relación al nivel de prestaciones de la estructura.

24.3 Plan de mantenimiento.

En el proyecto, bien de obra nueva, bien de reparación o refuerzo de una estructura existente, se deberá incluir un plan mantenimiento que plasme la estrategia de mantenimiento antes establecida en el apartado 24.2 y defina las actuaciones de conservación objeto de desarrollo durante toda la vida útil de proyecto que, como se ha indicado en el apartado 24.1, parte de cero en el caso de estructuras de nueva planta y debe entenderse como vida «adicional» a la ya satisfecha por una estructura existente.

El plan de mantenimiento deberá contener la definición precisa de, al menos, los siguientes puntos:

- Descripción de la estructura y de las clases de exposición de sus elementos.
- Vida útil considerada de la estructura y de sus elementos constitutivos, dado que algunos componentes de la construcción tendrán vidas útiles más reducidas (sistemas de drenaje, defensas, aparatos de apoyo, pinturas, revestimientos, sistemas de protección contra la corrosión, etc.).
- Puntos críticos de la estructura, que requieren de especial atención a efectos de su conservación y por ende de su inspección y mantenimiento. El plan deberá establecer los puntos a inspeccionar tanto en las inspecciones básicas como en las inspecciones principales.
- Periodicidad de las inspecciones tanto de las básicas o rutinarias como de las principales.
- Medios auxiliares para el acceso a las distintas zonas de la estructura, en su caso.
- Técnicas y criterios de inspección recomendados.

– Identificación y descripción, con el nivel adecuado de detalle, de las operaciones de mantenimiento recomendadas, donde se prevea dicha necesidad, incluyendo, en su caso, la frecuencia de actuación.

Debe tenerse presente que la actividad de mantenimiento ocupa la práctica totalidad del ciclo vital de una estructura, por ello es muy recomendable que el plan de mantenimiento incluya una valoración aproximada de las actividades que contempla. La realización de esta valoración durante el proyecto tiene gran importancia pues puede llevar a reconsiderar aspectos y detalles del proyecto que puedan suponer costes de mantenimiento exagerados durante la vida útil de la estructura.

Se define la inspección principal de una estructura como el conjunto de actividades técnicas, realizadas de acuerdo con un plan previo, que permite detectar, en su caso, los daños que exhibe la estructura, sus condiciones de funcionalidad, durabilidad y seguridad del usuario e, incluso, permite estimar su comportamiento futuro. Esta tarea requiere del concurso de técnicos con formación, medios y experiencia acreditados.

El proceso se inicia con la realización de una primera inspección principal, inicial o de «estado 0» que será el resultado del control sobre el elemento construido. A partir de entonces, con diversa periodicidad, se efectuarán sucesivas inspecciones principales que irán dando cuenta de la evolución del estado de la estructura.

Valorado el estado de la estructura y, en su caso, su velocidad de deterioro por comparación con las inspecciones previas, deberá especificarse si ha de emprenderse una inspección especial o si, por el contrario, puede esperarse a la siguiente inspección principal programada de acuerdo con el protocolo establecido por el autor del proyecto o, en su caso, por la propiedad.

La frecuencia de realización de inspecciones será definida por el autor del proyecto en el correspondiente plan de mantenimiento y no será inferior a la establecida por la propiedad, en su caso.

24.4 Plan de mantenimiento tras el fin de obra.

Las incidencias surgidas durante la construcción, así como los eventuales fallos de diseño detectados, serán recogidos en una revisión del plan de inspección y mantenimiento del proyecto que se redactará al concluirse la ejecución de los trabajos, tanto si son de obra nueva como de reparación o refuerzo.

El plan de inspección y mantenimiento redactado tras el fin de obra deberá ser puesto a disposición del responsable de la explotación de la estructura. A partir de este plan de mantenimiento, que sustituye al del proyecto, la propiedad, recogiendo lo indicado por la dirección facultativa, será responsable de elaborar el programa de mantenimiento.

Artículo 25. *Criterios generales para la evaluación de estructuras existentes.*

25.1 Contexto general y objeto.

Con carácter general, la intervención en una estructura existente está justificada para:

- a) Asegurar que se alcanza la vida de servicio prevista cuando la evolución de los deterioros se ha visto acelerada con relación al escenario previsto en la fase de proyecto y no son suficientes las actuaciones de mantenimiento ordinario y especializado en la sustitución de elementos de menor vida útil que la de la estructura.
- b) Restablecer las prestaciones de la estructura tras una acción accidental.
- c) Dotar de nuevas prestaciones o de una vida útil adicional a la estructura (por ejemplo, cuando se produce un cambio de uso que implique modificaciones en los niveles de solicitud u otros aspectos funcionales).

Las situaciones a) y b) se corresponden con las intervenciones de reparación, mientras que la c) está asociada a las intervenciones de refuerzo. Pueden darse situaciones en las que sea preciso plantear:

- Reparaciones, para impedir o ralentizar el progreso de los deterioros o restañar los daños producidos tras una situación accidental, pero sin pretender llevar a efecto una «puesta a cero» de la construcción.
- Refuerzos para situar la estructura en un nuevo estado de partida con prestaciones mejoradas y perspectivas de vida útil prolongada.
- Ambas acciones simultáneamente.

En este artículo se presentan los criterios generales para evaluar las prestaciones que ofrecen las estructuras existentes, con los dos objetivos siguientes:

- Evaluar la capacidad estructural de una construcción existente.
- Determinar la vida útil residual que previsiblemente le reste a la construcción en el supuesto de que se mantiene el régimen aplicado de mantenimiento.

25.2 Ámbito de aplicación.

Se definen en este apartado las bases y los procedimientos para la evaluación de la capacidad estructural y de la vida útil residual de construcciones existentes, en concordancia con los principios del análisis de la seguridad estructural y de prognosis de la durabilidad.

Si bien los conceptos básicos para el proyecto de nuevas construcciones, definidos con ese objetivo en este Código Estructural, son idénticos a la hora de evaluar la capacidad estructural de construcciones existentes puede existir un mayor grado de diferenciación de la seguridad que para el proyecto de estructuras de nueva construcción, debido a consideraciones de tipo económico, social o medioambiental.

Los criterios generales establecidos en este artículo son aplicables para la evaluación estructural de cualquier tipo de estructura existente siempre que se cumpla alguna de las siguientes condiciones:

- a) se ha concebido, dimensionado y construido de acuerdo con la normativa en vigor en el momento de su realización;
- b) se ha construido de acuerdo con la buena práctica, la experiencia histórica y la práctica profesional aceptada.

En cuanto a la vida útil, las construcciones existentes tienen una historia que aporta una muy valiosa información por cuanto pueden ser conocidas las características reales de los materiales, de geometría, de localización de las zonas deterioradas con su propio micro-clima, las concentraciones de los agentes agresivos y su distribución en la estructura, lo que convierte en datos lo que son incógnitas en la fase de proyecto de obras nuevas.

25.3 Fases del proceso de evaluación.

La evaluación estructural de una construcción existente se realizará, normalmente, mediante una verificación cuantitativa de su capacidad portante y, en su caso, de su aptitud al servicio, teniendo en cuenta los procesos de deterioro posibles. Para ello, puede adoptarse un procedimiento de evaluación por fases que tenga en cuenta las condiciones actuales de la construcción, definiendo cada una de las fases en función de la de las circunstancias y condiciones específicas de la misma tales como la disponibilidad del proyecto original, la observación de daños estructurales, el uso de la estructura, etc. y de los objetivos de la evaluación. En cada una de las fases se incrementa la precisión de las hipótesis para la evaluación, así como el grado de detalle de los métodos de análisis respecto de la fase anterior.

Se definen a continuación las bases y los procedimientos para la evaluación estructural y estimación de la vida útil residual.

1.^a Fase: Evaluación preliminar, que incluye en general:

- la recopilación y estudio de la documentación disponible, incluidas las acciones derivadas del programa de inspección y mantenimiento descrito en el Artículo 24 y, en su caso, el levantamiento de planos;
- una inspección preliminar;
- la elaboración de las bases para la evaluación;
- la comprobación preliminar de la capacidad portante y de la aptitud al servicio de los elementos estructurales principales, lo que pasa por la utilización de procedimientos sencillos basados en la identificación de los mecanismos resistentes y de las condiciones de vinculación;
- la identificación preliminar de los mecanismos de deterioro y de las solicitudes correspondientes.

2.^a Fase: Evaluación detallada, que incluye en general:

- la determinación del estado de la construcción mediante una inspección especial, incluida la cuantificación de posibles daños en forma de mapa de daños;
- la actualización de la geometría y de los planos de la estructura;
- la actualización de las características de los materiales;
- la actualización de las acciones;
- la actualización de las bases para la evaluación;
- el análisis estructural;
- la comprobación de la capacidad portante y de la aptitud al servicio.

3.^a Fase: Evaluación avanzada, con métodos de análisis de la seguridad, que incluye en general:

- la determinación de las situaciones críticas de comprobación;
- la adquisición, en su caso, de más datos sobre las características de la estructura o de los materiales, o sobre las acciones;
- la determinación de los modelos probabilistas de las variables;
- el análisis estructural;
- la identificación de los modelos de deterioro, si es posible;
- la comprobación con métodos de seguridad.

25.4 Niveles de análisis.

El proceso de evaluación estructural de una construcción existente debe ser progresivo, esto es, que parte de procedimientos sencillos de evaluación, asociados a pocos datos, para acudir sucesivamente, si es preciso, a formulaciones más sofisticadas y más exigentes en volumen de información, hasta poder emitir dictamen acerca de la aptitud de la construcción para aceptar con seguridad suficiente unas acciones definidas. En la figura 25.4 se sintetiza el procedimiento práctico operativo, de tal manera que si la estructura no ha sido declarada «apta» tras el análisis inicial relativo, debe procederse

progresivamente según se sintetiza en la tabla 25.4. El proceso se detiene, en su caso, en el nivel en el que la estructura se declara «apta»:

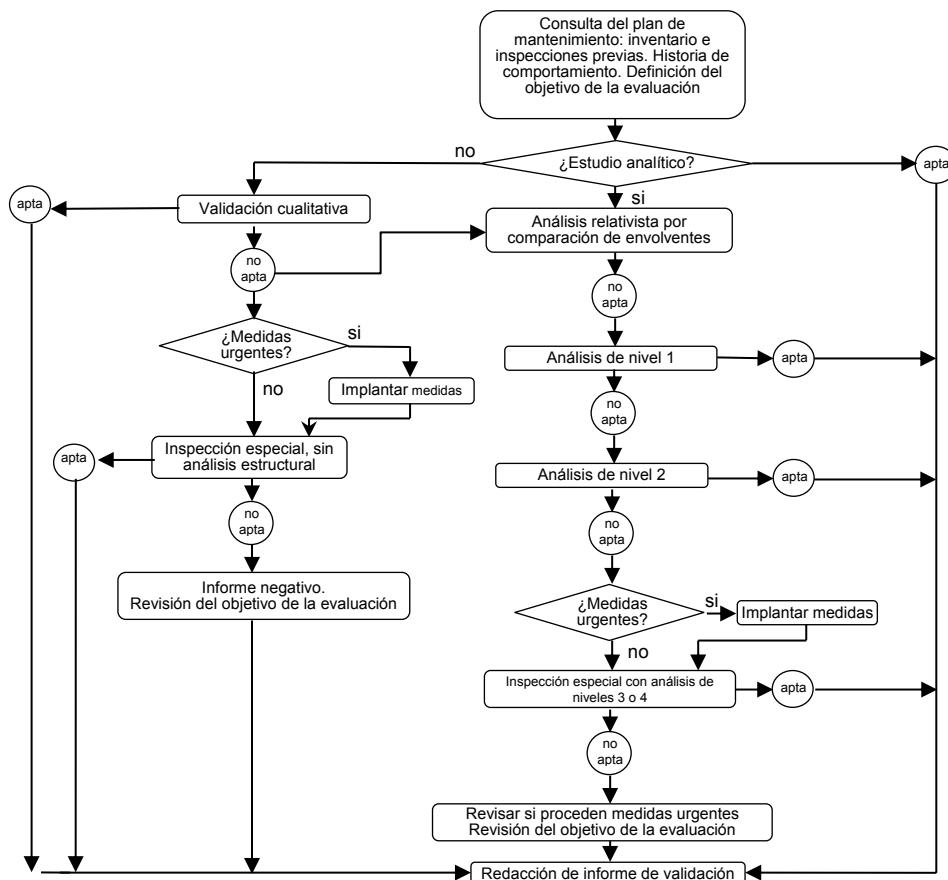


Figura 25.4 Proceso de evaluación estructural de una construcción existente

Tabla 25.4 Niveles de análisis estructural

Nivel	Método
1	Comprobación de la estructura frente a las acciones que justifican la necesidad de la comprobación: un cambio de uso, una acción temporal, etc.
2	Comprobación de la estructura para las acciones objeto de la comprobación, incluidas las acciones definidas en las bases de cálculo para obra nueva. Se utilizarán los códigos de materiales con unos coeficientes parciales de ponderación corregidos, en virtud de la disminución de incertidumbres que representa que la estructura ya existe y que, en su caso, ha evidenciado un comportamiento previo positivo.
3	El marco de comprobación, es, como en el nivel 2, semiprobabilista, pero utiliza información actualizada en forma de características resistentes deducidas tras una inspección especial, auscultación o pruebas de carga. Contexto semiprobabilista con coeficientes parciales ajustados con el fin de obtener la misma fiabilidad que para obra nueva.
4	Aproximación sofisticada en forma de análisis no lineal tridimensional, en un contexto de formato de comprobación probabilista.

25.5 Evaluación cualitativa.

La «validación cualitativa» a la que se refiere el organigrama de la figura 25.4 se refiere solo al caso de algunas construcciones para las que no existen procedimientos sancionados para el análisis estructural cuantitativo, no se requieren incrementos de prestaciones y han exhibido un comportamiento previo positivo.

25.5.1 Capacidad portante.

Puede considerarse que una estructura presenta una capacidad portante adecuada si se cumplen simultáneamente las siguientes condiciones:

- la estructura haya exhibido un comportamiento satisfactorio a lo largo de un tiempo suficiente (al menos 5 años) desde la última reparación, refuerzo o modificación;
- una inspección principal, especialmente detallada, no revele daños o deterioros significativos;
- que la inspección detallada permita confirmar su esquema estático;
- que el previsible deterioro de la estructura no ponga en peligro la seguridad estructural, al menos hasta la siguiente inspección principal programada; y
- que no se prevean modificaciones significativas de las acciones actuantes reales, no las utilizadas en la fase de proyecto o, en general, en las solicitudes o condiciones de exposición.

25.5.2 Aptitud al servicio.

Podrá considerarse que una estructura es apta para el servicio, si se cumplen simultáneamente las siguientes condiciones:

- La estructura se ha comportado satisfactoriamente durante un periodo de tiempo suficientemente largo sin que se hayan producido daños o anomalías ni en los elementos estructurales ni en aquellos elementos arquitectónicos (particiones, solados, etc.) que apoyan sobre ellos, tampoco mostrará síntomas indicativos de deformaciones excesivas ni se apreciaran vibraciones molestas.
- Una inspección detallada, no revela ningún indicio de daño o deterioro, ni de deformaciones, desplazamientos o vibraciones excesivas.
- Durante el periodo de servicio restante no se prevén cambios que puedan alterar significativamente las acciones sobre el edificio o afectar su durabilidad.
- Teniendo en cuenta el deterioro previsible, así como el programa de mantenimiento previsto, se puede anticipar una adecuada durabilidad.

De la validación cualitativa de la estructura se dejará constancia escrita y firmada por el técnico competente autor de la misma, en un informe que al menos dé cuenta de la satisfacción de los requisitos enunciados.

TÍTULO 2**Estructuras de hormigón****CAPÍTULO 7****Criterios generales para las estructuras de hormigón**

Artículo 26. Ámbito de aplicación específico relativo a las estructuras de hormigón.

Este título es aplicable a todas las estructuras y elementos de hormigón estructural, de edificación o de obra pública, de conformidad con lo indicado en el ámbito de aplicación general definido en el Artículo 2 y con las excepciones siguientes:

- elementos estructurales mixtos compuestos por hormigón y cualquier otro material distinto del acero estructural con función resistente;

- las estructuras en las que la acción del pretensado se introduce mediante armaduras activas fuera del canto del elemento;
- las estructuras realizadas con hormigones especiales no considerados explícitamente en este Código, tales como los pesados, hormigones sin finos, los refractarios y los compuestos con serrines u otras sustancias análogas;
- las estructuras que hayan de estar expuestas normalmente a temperaturas superiores a 70 °C;
 - las cimentaciones profundas;
 - las tuberías de hormigón empleadas para la distribución de cualquier tipo de fluido;
 - depósitos a presión, plataformas offshore o balsas de almacenamiento de líquidos) y
 - las presas.

Los elementos de hormigón estructural pueden ser construidos con hormigón en masa, armado o pretensado.

Cuando a la vista de las características de la obra definidas por la propiedad, la estructura pueda considerarse como una obra especial o singular (como por ejemplo, edificios altos), este Código será de aplicación con las adaptaciones y disposiciones adicionales que, bajo su responsabilidad, establezca el autor del proyecto para satisfacer las exigencias definidas en este, con el mismo nivel de garantía.

Artículo 27. *Criterios específicos para las estructuras de hormigón.*

27.1 Clases de exposición de los elementos de hormigón.

A los efectos de este Código, se definen como clases de exposición relativas al hormigón estructural las recogidas en la tabla 27.1.a.

Tabla 27.1.a Clases de exposición relativas al hormigón estructural

Designación de la clase	Descripción del entorno	Ejemplos informativos donde pueden existir las clases de exposición
1. Sin riesgo de ataque por corrosión		
X0	Para hormigón en masa: todas las exposiciones salvo donde haya ataque hielo/deshielo, abrasión o ataque químico. Para hormigón con armaduras en un ambiente muy seco.	Elementos de hormigón en masa. Elementos de hormigón en interiores de edificios con una humedad muy baja. (HR<45 %).
2. Corrosión inducida por carbonatación		
XC1	Seco o permanentemente húmedo.	Elementos de hormigón armado o pretensado dentro de recintos cerrados (tales como edificios), con humedad del aire baja. (HR<65 %). Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente sumergido en agua no agresiva.
XC2	Húmedo, raramente seco.	Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente en contacto con agua o enterradas en suelos no agresivos (por ejemplo, cimentaciones).
XC3	Humedad moderada.	Elementos de hormigón armado o pretensado dentro de recintos cerrados (tales como edificios), con humedad media o alta. (HR>65 %). Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, protegidos de la lluvia.
XC4	Sequedad y humedad cíclicas.	Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, expuestos al contacto con el agua, de forma no permanente (por ejemplo, la procedente de la lluvia).

Designación de la clase	Descripción del entorno	Ejemplos informativos donde pueden existir las clases de exposición
3. Corrosión inducida por cloruros de origen no marino		
XD1	Humedad moderada.	Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, expuestas a aerosoles con iones cloruro con origen no marino.
XD2	Húmedo, raramente seco.	Piscinas. Elementos de hormigón armado o pretensado expuestos a aguas industriales que contienen cloruros.
XD3	Ciclos humedad y secado.	Elementos de puentes expuestos a salpicaduras de aguas con cloruros, situados a menos de 10 metros de distancia horizontal o a menos de 5 metros de distancia vertical de una zona de rodadura donde se usen sales de deshielo. Elementos enterrados a menos de 1 metro del borde de una zona de rodadura donde se usen sales de deshielo. Losas en aparcamientos.
4. Corrosión inducida por cloruros de origen marino		
XS1	Expuestos a aerosoles marinos, pero no en contacto directo con el agua del mar.	Elementos estructurales de hormigón armado o pretensado sometidos a los aerosoles marinos, ubicados en la costa o cerca de la costa.
XS2	Permanentemente sumergida en agua de mar.	Elementos estructurales de hormigón armado o pretensado permanentemente sumergidos en agua marina.
XS3	Zonas de carrera de mareas afectadas por el oleaje o salpicaduras.	Elementos estructurales de hormigón armado o pretensado situados en zona de carrera de mareas, afectados por el oleaje o salpicaduras.
5. Ataque hielo/deshielo		
XF1	Saturación moderada, sin sales fundentes.	Elementos con superficies verticales expuestas a lluvia y helada (tales como fachadas y pilares) (1). Elementos con superficies horizontales no saturados, pero expuestos a lluvia y helada (1).
XF2	Saturación moderada, con sales fundentes.	Mismo tipo de elementos que en la clase XF1, pero expuestos a sales fundentes, bien directamente o bien a sus salpicaduras y/o escorrentía (por ejemplo dinteles, pilas, cargaderos, etc.) (1).
XF3	Saturación alta, sin sales fundentes.	Elementos con superficies horizontales donde se pueda acumular el agua y estén expuestas a la helada (1).
XF4	Saturación alta con sales fundentes o agua del mar.	Elementos con superficies horizontales donde se pueda acumular el agua y estén expuestas a la helada y sales fundentes, bien directamente o bien a sus salpicaduras (1).
6. Ataque químico		
XA1	Ambiente de una débil agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas (subterráneas, industriales, residuales, etc.).
XA2	Ambiente de una moderada agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas (subterráneas, industriales, residuales, etc.).
XA3	Ambiente de una alta agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas (subterráneas, industriales, residuales, etc.).
7. Erosión		
XM1	Elementos sometidos a erosión/abrasión moderada.	Losas sometidas al tráfico de vehículos.
XM2	Elementos sometidos a erosión/abrasión intensa.	Losas en zonas industriales sometidas al tráfico de carretillas de horquillas con neumáticos.

Designación de la clase	Descripción del entorno	Ejemplos informativos donde pueden existir las clases de exposición
XM3	Elementos sometidos a erosión/abrasión extrema.	Losas en zonas industriales sometidas al tráfico de carretillas de horquillas con ruedas de acero o cadenas.

(1) El autor del proyecto considerará que un elemento está expuesto a la helada cuando está ubicado en zonas con una humedad ambiental en invierno superior al 75 % de humedad relativa y tenga una probabilidad anual superior al 50 % de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5 °C. Asimismo, considerará que es probable el uso de sales fundentes cuando el elemento esté ubicado en zonas con más de 5 nevadas anuales o con un valor medio de la temperatura media en invierno inferior a 0 °C.

En general, la clase XS1 se aplicará en estructuras marinas aéreas ubicadas a menos de 5 km de la costa. No obstante, el autor del proyecto podrá, bajo su responsabilidad, adoptar una clase diferente siempre que disponga de datos experimentales de estructuras próximas ya existentes y ubicadas en condiciones similares a las de la estructura proyectada, que así lo aconsejen.

Tabla 27.1.b Clasificación de la agresividad química

Tipo de medio agresivo	Parámetros	Tipo de exposición		
		XA1	XA2	XA3
		Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
AGUA.	VALOR DEL pH, según UNE 83952.	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO ₂ AGRESIVO (mg CO ₂ / l), según UNE-EN 13577.	15 - 40	40 - 100	> 100
	IÓN AMONIO (mg NH ₄ ⁺ / l), según UNE 83954.	15 - 30	30 - 60	> 60
	IÓN MAGNESIO (mg Mg ²⁺ / l), según UNE 83955.	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ / l), según UNE 83956.	200 - 600	600 - 3000	> 3000
	RESIDUO SECO (mg / l), según UNE 83957.	75 - 150	50 - 75	< 50
SUELO.	GRADO DE ACIDEZ. BAUMANN-GULLY (ml/kg), según UNE-EN 16502.	> 200	(*)	(*)
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ / kg de suelo seco), según UNE 83963.	2000 - 3000	3000 - 12000	> 12000

(*) Estas condiciones no se dan en la práctica.

La toma de muestras para la determinación del contenido de CO₂ agresivo requiere una preparación especial de los envases de recogida, según se recoge en la norma UNE-EN 13577. Para la determinación de ion amonio, la muestra se conservará refrigerada desde que finalice el muestreo hasta el inicio del ensayo.

Además, de las condiciones agresivas indicadas en las tablas 27.1.a y 27.1.b, se considerarán formas particulares de acción agresiva las siguientes:

- ataque químico específico derivado del uso del elemento estructural, en cuyo caso el proyecto establecerá las características del agente agresivo y la estrategia particular de durabilidad,
- ataque químico por reactividad álcali-árido, cuando concurren las circunstancias indicadas en el apartado 43.3.4.3, donde también se indica cómo actuar.

27.2 Exigencias específicas de las estructuras de hormigón.

Además de las exigencias generales indicadas en el Artículo 5, las aberturas características de fisura no serán superiores a las aberturas máximas de fisura, w_{max} que figuran en la tabla 27.2.

Tabla 27.2 Abertura máxima de la fisura

Clase de exposición	w_{\max}	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
X0 ⁽²⁾ , XC1 ⁽²⁾ .	0,4	0,2
XC2, XC3, XF1, XF3, XC4.	0,3	0,2 ⁽¹⁾
XS1, XS2, XD1, XD2, XD3, XF2, XF4, XA1 ⁽³⁾ .	0,2	
XS3, XA2(3), XA3 ⁽³⁾ .	0,1	Descompresión

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasi-permanente de acciones.

⁽²⁾ Para las clases de exposición X0 y XC1, la abertura de fisura no influye normalmente en la durabilidad. Los valores recogidos en la tabla para estos casos se establecen para garantizar un aspecto aceptable.

⁽³⁾ La limitación relativa a las clases XA1, XA2 y XA3 solo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura.

CAPÍTULO 8

Estructuras de hormigón. Propiedades tecnológicas de los materiales

Artículo 28 Cementos.

El cemento deberá ser capaz de proporcionar al hormigón las características que se exigen al mismo en el Artículo 33.

En el ámbito de aplicación del presente Código, podrán utilizarse aquellos cements que cumplan las siguientes condiciones:

- ser conformes con la reglamentación específica vigente,
- cumplan las limitaciones de uso establecidas en la tabla 28, y
- pertenezcan a la clase resistente 32,5 o superior.

Está expresamente prohibido el almacenamiento en el mismo silo o la mezcla de cements de diferentes tipos, clases de resistencia o fabricantes en la elaboración del hormigón, ya que se perdería la trazabilidad y las garantías del producto.

Tabla 28. Tipos de cemento utilizables

Tipo de hormigón	Tipo de cemento
Hormigón en masa.	Cements comunes, excepto los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T y CEM III/C.
	Cements para usos especiales ESP VI-1.
Hormigón armado.	Cements comunes, excepto los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T, CEM III/C y CEM V/B.
Hormigón pretensado.	Cements comunes de los tipos CEM I y CEM II/A-D, CEM II/A-V, CEM II/A-P y CEM II/A-M (V, P).

En la tabla 28, las condiciones de utilización permitida para cada tipo de hormigón, se deben considerar extendidas a los cements blancos (BL) y a los cements con características adicionales de resistencia a sulfatos y al agua de mar (SRC y SR), de resistencia al agua de mar (MR, SR y SRC) y de bajo calor de hidratación (LH) correspondientes al mismo tipo y clase resistente que aquellos.

Cuando el cemento se utilice como componente de un producto de inyección adherente se tendrá en cuenta lo prescrito en el apartado 37.4.2.

El empleo del cemento de aluminato de calcio deberá ser objeto, en cada caso, de estudio especial, exponiendo las razones que aconsejan su uso y observándose las especificaciones contenidas en el Anejo 5.

Se tendrá en cuenta lo expuesto en el apartado 33.1 en relación con el contenido total de ion cloruro para el caso de cualquier tipo de cemento, así como con el contenido de finos en el hormigón, para el caso de cementos con adición de filler calizo.

A los efectos del presente Código, se consideran cementos de endurecimiento lento los de clase resistente 32,5N, de endurecimiento normal los de clases 32,5R y 42,5N y de endurecimiento rápido los de clases 42,5R, 52,5N y 52,5R.

Artículo 29. Agua.

El agua utilizada, tanto para el amasado como para el curado del hormigón en obra, no debe contener ningún ingrediente perjudicial en cantidades tales que afecten a las propiedades del hormigón o a la protección de las armaduras frente a la corrosión.

En general, podrán emplearse todas las aguas sancionadas como aceptables por la práctica.

El agua potable de red de grandes núcleos urbanos, que cumpla el Real Decreto 314/2016, de 29 de julio, por el que se modifican el Real Decreto 140/2003, de 7 de febrero, por el que se establecen los criterios sanitarios de la calidad del agua de consumo humano, es apta para el amasado y curado del hormigón.

Cuando no se posean antecedentes de su utilización, o en caso de duda, deberán analizarse las aguas, y salvo justificación especial de que no alteran perjudicialmente las propiedades exigibles al hormigón, deberán cumplir las condiciones indicadas en la tabla 29, determinada conforme con los métodos de ensayo recogidos para cada característica en la norma UNE correspondiente.

Tabla 29. Especificaciones del agua de amasado

Característica del agua		Limitación	Norma
Exponente de hidrógeno, pH.		≥ 5	UNE 83952
Sulfatos (en general), expresado en SO_4^{2-} .		≤ 1 g/l	UNE 83956
Sulfatos (cementos SRC y SR), expresado en SO_4^{2-} .		≤ 5 g/l	
Ion cloruro.	a) hormigón pretensado.	≤ 1 g/l	UNE 83958
	b) hormigón armado y hormigón en masa con armaduras para evitar fisuración.	≤ 2 g/l	
Álcalis, expresado en $\text{Na}_2\text{O}_{\text{equiv}}$ (1) ($\text{Na}_2\text{O} + 0,658 \text{K}_2\text{O}$).		≤ 1,5 g/l	(2)
Sustancias disueltas.		≤ 15 g/l	UNE 83957
Hidratos de carbono.		= 0 g/l	UNE 83959
Sustancias orgánicas solubles en éter.		≤ 15 g/l	UNE 83960

(1) Si se sobrepasa este límite, se podrá utilizar el agua solo en el caso de que se acredite haber medidas para evitar posibles reacciones álcali-árido.

(2) La determinación de álcalis se podrá realizar mediante la técnica de fotometría de llama o espectroscopía de masa con plasma de acoplamiento inductivo (ICP-MS).

Podrán emplearse aguas de mar o aguas salinas análogas para el amasado o curado únicamente de hormigones que no tengan armadura alguna.

Siempre que lo justifique expresamente el proyecto, mediante un estudio documental y de las decisiones adoptadas relativas a durabilidad (tipo de cemento, recubrimientos, etc.), o bien mediante un estudio experimental de durabilidad, podrá aplicarse un curado por

inmersión en agua de mar en elementos de hormigón armado que vayan a estar situados permanentemente en clase de exposición XS2, evitando en todo el proceso que se produzcan ciclos de secado del hormigón.

Se permite el empleo de aguas recicladas procedentes de operaciones desarrolladas en la propia central de hormigonado, siempre y cuando cumplan las especificaciones anteriormente definidas en este artículo. Además se deberá cumplir que el valor de densidad del agua reciclada no supere el valor 1,3 g/cm³ y que la densidad del agua total no supere el calor de 1,1 g/cm³.

La densidad del agua reciclada está directamente relacionada con el contenido en finos que aportan al hormigón, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$M = \left(\frac{1 - d_a}{1 - d_f} \right) \cdot d_f$$

donde:

M Masa de finos presente en el agua, en g/cm³.

d_a Densidad del agua en g/cm³.

d_f Densidad del fino, en g/cm³.

En relación con el contenido de finos aportado al hormigón, se tendrá en cuenta lo indicado en el apartado 33.1. Para el cálculo del contenido de finos que se aporta en el agua reciclada, se puede considerar un valor de d_f igual a 2,1 g/cm³, salvo valor experimental obtenido mediante determinación en el volumenómetro de Le Chatelier, a partir de una muestra desecada en estufa y posteriormente pulverizada hasta pasar por el tamiz 200 µm.

Con respecto al contenido de ion cloruro, se tendrá en cuenta lo previsto en el apartado 33.1.

Artículo 30. Áridos.

30.1 Generalidades.

Las características de los áridos deberán permitir alcanzar la adecuada resistencia y durabilidad del hormigón que con ellos se fabrica, así como cualquier otra exigencia que se requieran a este en el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto.

Los áridos deben tener marcado CE según la norma UNE-EN 12620, y las propiedades definidas en la declaración de prestaciones (DdP) deberán cumplir lo establecido en este artículo.

Como áridos para la fabricación de hormigones pueden emplearse áridos gruesos (gravas) y áridos finos (arenas), según UNE-EN 12620, rodados o procedentes de rocas machacadas, así como escorias de horno alto enfriadas por aire o áridos reciclados, todos ellos según UNE-EN 12620 y, en general, cualquier otro tipo de árido cuya evidencia de buen comportamiento haya sido sancionado por la práctica y se justifique debidamente.

En el caso de áridos reciclados, se seguirá lo establecido en el apartado 30.8. En el caso de áridos ligeros, se deberá cumplir lo indicado en el Anejo 8 de este Código.

En el caso de utilizar escorias de horno alto enfriadas por aire, se seguirá lo establecido en el apartado 30.9.

Los áridos no deben descomponerse por los agentes exteriores a que estarán sometidos en obra. Por tanto, no deben emplearse tales como los procedentes de rocas blandas, friables, porosas, etc., ni los que contengan nódulos de yeso, compuestos ferrosos, sulfuros oxidables, etc. en proporciones superiores a lo que permite este Código.

30.2 Designación de los áridos.

A los efectos de este Código, los áridos se designarán, de acuerdo con el siguiente formato:

d/D - IL

donde:

d/D Fracción granulométrica, comprendida entre un tamaño mínimo, *d*, y un tamaño máximo, *D*, en mm.

IL Forma de presentación: R, rodado; T, triturado (de machaqueo); M, mezcla.

Preferentemente, se indicará también la naturaleza del árido (C, calizo; S, silíceo; G, granito; O, ofita; B, basalto; D, dolomítico; Q, traquita; I, fonolita; V, varios; A, artificial; R, reciclado), en cuyo caso, la designación sería

d/D – IL - N

En la fase de proyecto, a efectos de la especificación del hormigón, es necesario únicamente establecer para el árido su tamaño máximo en mm, de acuerdo con el apartado 33.6 (donde se denomina TM) y, en su caso, especificar el empleo de árido reciclado y su porcentaje de utilización).

30.3 Tamaños máximo y mínimo de un árido.

Se denomina tamaño máximo *D* de un árido grueso o fino, la mínima abertura de tamiz UNE-EN 933-2 que cumple los requisitos generales recogidos en la norma UNE-EN 12620, en función del tamaño del árido.

Se denomina tamaño mínimo *d* de un árido grueso o fino, la máxima abertura de tamiz UNE-EN 933-2 que cumple los requisitos generales recogidos en la norma UNE-EN 12620, en función del tipo y del tamaño del árido.

Los tamaños mínimo *d* y máximo *D* de los áridos deben especificarse por medio de un par de tamices de la serie básica, o la serie básica más la serie 1, o la serie básica más la serie 2 de la norma UNE-EN 12620. No se podrán combinar los tamices de la serie 1 con los de la serie 2.

Los tamaños de los áridos no deben tener un *D/d* menor que 1,4.

30.3.1 Limitaciones del árido grueso para la fabricación del hormigón.

A efectos de la fabricación del hormigón, se denomina grava o árido grueso total, a la mezcla de las distintas fracciones de árido grueso que se utilicen; arena o árido fino total a la mezcla de las distintas fracciones de árido fino que se utilicen; y árido total (cuando no haya lugar a confusiones, simplemente árido), aquel que, de por sí o por mezcla, posee las proporciones de arena y grava adecuadas para fabricar el hormigón necesario en el caso particular que se considere.

El tamaño máximo del árido grueso utilizado para la fabricación del hormigón será menor que las dimensiones siguientes:

a) 0,8 veces la distancia horizontal libre entre vainas o armaduras que no formen grupo, o entre un borde de la pieza y una vaina o armadura que forme un ángulo mayor que 45° con la dirección de hormigonado.

b) 1,25 veces la distancia entre un borde de la pieza y una vaina o armadura que forme un ángulo no mayor que 45° con la dirección de hormigonado.

c) 0,25 veces la dimensión mínima de la pieza, excepto en los casos siguientes:

– Losa superior de los forjados, donde el tamaño máximo del árido será menor que 0,4 veces el espesor mínimo.

– Piezas de ejecución muy cuidada (caso de prefabricación en taller) y aquellos elementos en los que el efecto pared del encofrado sea reducido (forjados que se encofran por una sola cara), en cuyo caso será menor que 0,33 veces el espesor mínimo.

El árido grueso se podrá componer como suma de una o varias fracciones granulométricas.

Cuando el hormigón deba pasar entre varias capas de armaduras, convendrá emplear un tamaño máximo de árido menor que el que corresponde a los límites a) o b) si fuese determinante.

30.4 Granulometría de los áridos.

La granulometría de los áridos, determinada de conformidad con la norma UNE-EN 933-1, debe cumplir los requisitos correspondientes a su tamaño de árido d/D.

La granulometría de los áridos gruesos se debe ajustar a la categoría G_c90/15 o G_c85/20, mientras que el árido fino será de categoría G_F85.

30.4.1 Contenido de finos.

La cantidad de finos que pasan por el tamiz 0,063 (de conformidad con la norma UNE-EN 933-1), expresada en porcentaje del peso de la muestra de árido grueso total o de árido fino total, no excederá los valores de la tabla 30.4.1.a. En cualquier caso, deberá comprobarse que se cumple la especificación relativa a la limitación del contenido total de finos en el hormigón recogido en el apartado 33.1.

Tabla 30.4.1.a Contenido máximo de finos en los áridos

Árido	Porcentaje máximo que pasa por el tamiz 0,063 mm	Categoría	Tipos de áridos
Grueso.	1,5 %	f _{1,5}	Cualquiera.
	6 %	f ₆	– Áridos redondeados. – Áridos de machaqueo no calizos para obras sometidas a las clases de exposición XS, XD, XA, XF o XM(1).
Fino.	10 %	f ₁₀	– Áridos de machaqueo calizos para obras sometidas a las clases de exposición XS, XD, XA, XF o XM(1). – Áridos de machaqueo no calizos para obras sometidas a las clases de exposición X0 o XC y no sometidas a ninguna de las clases de exposición XA, XF o XM(1).
	16 %	f ₁₆	– Áridos de machaqueo calizos para obras sometidas a las clases de exposición X0 o XC y no sometidas a ninguna de las clases de exposición XA, XF o XM(1).

(1) Véase la tabla 27.1.a.

30.4.2 Calidad de los finos de los áridos.

Salvo en el caso indicado en el párrafo siguiente, no se utilizarán áridos finos cuyo equivalente de arena (SE4), determinado sobre la fracción 0/4 del árido, de conformidad con el Anexo A de la norma UNE-EN 933-8 sea inferior a:

- a) 70 (Categoría SE₄70), para obras sometidas únicamente a la clase de exposición X0 o XC.
- b) 75 (Categoría SE₄75), en el resto de los casos.

No obstante lo anterior, aquellas arenas procedentes del machaqueo de rocas calizas o dolomías (entendiendo como tales aquellas rocas sedimentarias carbonáticas que contienen al menos un 70 % de calcita, dolomita o de ambas), que no cumplan la especificación del equivalente de arena, podrán ser aceptadas como válidas cuando se cumplan las condiciones siguientes:

- para obras sometidas únicamente a clases de exposición XO o XC,

$$MB \leq 0,6 \cdot \frac{f}{100}$$

– donde MB es el valor de azul de metileno, según UNE-EN 933-9, expresado en gramos de azul por cada kilogramo de fracción granulométrica 0/2 y f es el contenido de finos de la fracción 0/2, expresado en g/kg y determinado de acuerdo con UNE-EN 933-1,

- para los restantes casos,

$$MB \leq 0,3 \cdot \frac{f}{100}$$

Cuando para la clase de exposición de que se trate, el valor de azul de metileno sea superior al valor límite establecido en el párrafo anterior y se tenga duda sobre la existencia de arcilla en los finos, se podrá identificar y valorar cualitativamente su presencia en dichos finos mediante el ensayo de difracción de rayos X. Solo se podrá utilizar el árido fino si las arcillas son del tipo caolinita o illita y si las propiedades mecánicas y de penetración de agua a presión de los hormigones fabricados con esta arena son, al menos, iguales que las de un hormigón fabricado con los mismos componentes, pero utilizando la arena sin finos. El estudio correspondiente deberá ir acompañado de documentación fehaciente que contendrá en todos los casos el análisis mineralógico del árido, y en particular su contenido en arcilla.

30.5 Forma del árido grueso.

La forma del árido grueso se expresará mediante su índice de lajas, entendido como el porcentaje en peso de áridos considerados como lajas según UNE-EN 933-3, y su valor debe ser inferior a 35 (Categoría FI₃₅).

30.6 Requisitos físico-mecánicos.

Se cumplirán las siguientes limitaciones:

- Resistencia a la fragmentación del árido grueso determinada con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE-EN 1097-2 (ensayo de Los Ángeles): ≤ 40 (Categoría LA40).
- Absorción de agua por los áridos, determinada con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE-EN 1097-6: ≤ 5 %.

Para la fabricación de hormigón en masa o armado, de resistencia característica especificada no superior a 30 N/mm², podrán utilizarse áridos gruesos con una resistencia a la fragmentación ≤50 (LA₅₀) en el ensayo de Los Ángeles (UNE-EN 1097-2) si existe experiencia previa en su empleo y hay estudios experimentales específicos que avalen su utilización sin perjuicio de las prestaciones del hormigón.

Cuando el hormigón esté sometido a la clase de exposición XF y el árido grueso tenga una absorción de agua superior al 1 %, éste deberá presentar una pérdida de peso al ser sometidos a cinco ciclos de tratamiento con soluciones de sulfato magnésico (método de ensayo UNE-EN 1367-2) que no será superior al 18 % (Categoría MS₁₈).

Un resumen de las limitaciones de carácter cuantitativo se recoge en la tabla 30.6.

Tabla 30.6 Requisitos físico-mecánicos

Propiedades del árido	Cantidad máxima en % del peso total de la muestra	
	Árido fino	Árido grueso
Absorción de agua %. Determinada con arreglo al método de ensayo indicado en UNE-EN 1097-6.	5 %	5 %
Resistencia a la fragmentación del árido grueso. Determinada con arreglo al método de ensayo indicado en UNE-EN 1097-2.	—	40 (*)
Pérdida de peso % con cinco ciclos de sulfato magnésico. Determinada con arreglo al método de ensayo indicado en UNE-EN 1367-2.	—	18 %

(*) 50, en el caso indicado en el articulado.

30.7 Requisitos químicos.

En este apartado se definen los requisitos mínimos que deben cumplir los áridos para hormigones. Un resumen de las limitaciones de carácter cuantitativo se recoge en la tabla 30.7.

Tabla 30.7 Requisitos químicos

Sustancias perjudiciales	Cantidad máxima en % del peso total de la muestra	
	Árido fino	Árido grueso
Compuestos totales de azufre expresados en S y referidos al árido seco, determinados con arreglo al método de ensayo indicado en el apartado 11 de UNE-EN 1744-1.	1,00	1,00(*)
Sulfatos solubles en ácidos, expresados en SO ₃ y referidos al árido seco, determinados según el método de ensayo indicado en el apartado 12 de UNE-EN 1744-1.	0,80	0,80
Cloruros expresados en Cl ⁻ y referidos al árido seco, determinados con arreglo al método de ensayo indicado en el apartado 7 de UNE-EN 1744-1.	Hormigón armado u hormigón en masa que contenga armaduras para reducir la fisuración.	0,05
	Hormigón pretensado.	0,03

(*) Este valor será del 2 % en el caso de escorias de horno alto enfriadas al aire.

30.7.1 Cloruros.

El contenido en ion cloruro (Cl⁻) soluble en agua de los áridos grueso y fino para hormigón, determinado de conformidad con el Artículo 7 de la norma UNE-EN 1744-1, no podrá exceder del 0,05 % en masa del árido, cuando se utilice en hormigón armado u hormigón en masa que contenga armaduras para reducir la fisuración, y no podrá exceder del 0,03 % en masa del árido, cuando se utilice en hormigón pretensado, de acuerdo con lo indicado en la tabla 30.7.

Con respecto al contenido total en los hormigones del ion cloruro, Cl⁻, se tendrá en cuenta lo prescrito en el apartado 33.1.

30.7.2 Sulfatos solubles en ácido.

El contenido en sulfatos solubles en ácido, expresados en SO₃, de los áridos grueso y fino, determinado de conformidad con el Artículo 12 de la Norma UNE-EN 1744-1, no podrá exceder de 0,8 % en masa del árido, tal y como indica la tabla 30.7. En el caso de escorias de horno alto enfriadas por aire, la anterior especificación será del 1 %.

30.7.3 Compuestos totales de azufre.

Los compuestos totales de azufre expresados en S de los áridos grueso y fino, determinados de conformidad con el Artículo 11 de la norma UNE-EN 1744-1, no podrán exceder del 1 % en masa del peso total de la muestra. En el caso de escorias de horno alto enfriadas por aire, la anterior especificación será del 2 %.

En el caso de que se detecte la presencia de sulfuros de hierro oxidables en forma de pirrotina, el contenido de azufre expresado en S, será inferior al 0,1 %.

30.7.4 Materia orgánica. Compuestos que alteran la velocidad de fraguado y el endurecimiento del hormigón.

En el caso de detectarse la presencia de sustancias orgánicas, de acuerdo con el apartado 15.1 de la norma UNE-EN 1744-1, se determinará su efecto sobre el tiempo de fraguado y la resistencia a la compresión, de conformidad con el apartado 15.3 de dicha norma. El mortero preparado con estos áridos deberá cumplir que:

- a) El aumento del tiempo de fraguado de las muestras de ensayo de mortero será inferior a 120 minutos.
- b) La disminución de la resistencia a la compresión de las muestras de ensayo de mortero a los 28 días será inferior al 20 %.

No se emplearán aquellos áridos finos que presenten una proporción de materia orgánica tal que, ensayados con arreglo al método de ensayo indicado en el apartado 15.1 de la norma UNE-EN 1744-1, produzcan un color más oscuro que el de la sustancia patrón.

30.7.5 Reactividad álcali-árido.

Para clases de exposición diferentes a X0, XC1 o XM asociadas a un ambiente permanentemente seco, se deberá comprobar la potencial reactividad de los áridos frente a los álcalis.

Para su comprobación se realizará, en primer lugar, un estudio petrográfico, del cual se obtendrá información sobre el tipo de reactividad que, en su caso, puedan presentar.

Si del estudio petrográfico del árido se deduce la posibilidad de que presente reactividad álcali-sílice o álcali-silicato, se debe realizar el ensayo descrito en la norma UNE 146508 EX (método acelerado en probetas de mortero).

Si del estudio petrográfico del árido se deduce la posibilidad de que presente reactividad álcali-carbonato, se debe realizar el ensayo descrito en la norma UNE 146507-2EX. En el caso de mezcla, natural o artificial, de áridos calizos y silíceos, este ensayo se realizará sobre la fracción calizo-dolomítica del árido.

Si a partir de los resultados de algunos de los ensayos anteriormente indicados para determinar la reactividad se deduce que el material es potencialmente reactivo, el árido podrá utilizarse:

- Si son satisfactorios los resultados del ensayo de reactividad potencial a largo plazo sobre prismas de hormigón, según UNE 146509EX, presentando una expansión al finalizar el ensayo menor o igual al 0,04%.
- En cualquier caso, si se cumplen los requisitos recogidos en el apartado 43.3.4.3.

30.8 Áridos reciclados.

30.8.1 Generalidades.

A los efectos de este Código, se define como árido reciclado al árido obtenido como producto de una operación de reciclado de residuos de hormigón, permitiéndose únicamente la utilización de árido grueso reciclado y en los términos recogidos en el presente artículo para la fabricación de hormigón reciclado (HR).

En este artículo se establecen los requisitos complementarios a los establecidos para los áridos convencionales que deben cumplir los áridos gruesos reciclados. Se mantienen por lo tanto vigentes para estos el resto de prescripciones que no entran en contradicción con las recogidas en este apartado. Asimismo, en aquellos casos en los que se indique, se recogen especificaciones que se deben exigir a los áridos gruesos naturales para que la mezcla con los reciclados cumpla los requisitos de los apartados 30.1 a 30.7 de este Código.

Para su aplicación en hormigón estructural, este Código no contempla porcentajes de sustitución superiores al 20% en peso sobre el contenido total de árido grueso. Por encima de este valor será necesaria la realización de estudios específicos y experimentación complementaria en cada aplicación, que deberá ser aprobada por la Dirección facultativa.

El árido grueso reciclado puede emplearse tanto para hormigón en masa como hormigón armado de resistencia característica no superior a 40 N/mm², quedando excluido su empleo en hormigón pretensado.

Quedan fuera de los objetivos de este artículo:

- Los hormigones fabricados con árido fino reciclado.
- Los hormigones fabricados con áridos reciclados de naturaleza distinta del hormigón (áridos mayoritariamente cerámicos, asfálticos, etc.).
- Los hormigones fabricados con áridos reciclados procedentes de estructuras de hormigón con patologías que afectan a la calidad del hormigón tales como álcali-árido, ataque por sulfatos, fuego, etc.
- Hormigones fabricados con áridos reciclados procedentes de hormigones especiales tales como aluminoso, con fibras, con polímeros, etc.

En la fabricación de hormigones reciclados se podrán emplear áridos naturales rodados o procedentes de rocas machacadas.

Se considera que los áridos gruesos reciclados obtenidos a partir de hormigones estructurales sanos, o bien de hormigones de resistencia elevada, son adecuados para la fabricación de hormigón reciclado estructural, aunque deberá comprobarse que cumplen las especificaciones exigidas en los siguientes apartados.

30.8.2 Designación de los áridos.

De conformidad con lo indicado en el apartado 30.2, los áridos gruesos reciclados se designarán con el formato que se recoge en dicho apartado, con la nomenclatura «R» para indicar su naturaleza.

30.8.3 Requisitos físico mecánicos

30.8.3.1 Condiciones físico-mecánicas

El árido grueso reciclado deberá presentar una absorción no superior al 7% y el árido grueso natural, con el que vaya a ser mezclado, no superior al 4,5%.

Para la resistencia al desgaste del árido grueso reciclado el valor del coeficiente de Los Ángeles no será superior al 40 %.

30.8.4 Requisitos de composición del árido reciclado.

Los componentes del árido grueso reciclado, determinados de acuerdo con la norma UNE-EN 12620 deberán cumplir los requisitos recogidos en la tabla 30.8.5.

Tabla 30.8.5 Requisitos de composición del árido grueso reciclado

Elemento	Categoría	Límite
Hormigón, mortero, material pétreo	R _{cu} 95	≥95 %
Partículas ligeras	FL ₂	≤2 %
Materiales bituminosos	R _{a1}	≤1 %
Otros materiales (arcilla, vidrio, plásticos, metales, etc.)	XRg _{0,5}	≤0,5 %

30.8.4.1 Reactividad álcali-árido.

Los áridos gruesos reciclados no presentarán reactividad potencial con los alcalinos del hormigón. Para el caso de los áridos reciclados procedentes de un único hormigón de origen controlado, entendiendo como tales hormigones de composición y características conocidas, se deberán realizar las comprobaciones indicadas en el articulado del Código. En el caso de áridos reciclados procedentes de hormigones de distinto origen, estos podrán utilizarse en los términos recogidos en el apartado 30.7.5 para los áridos considerados potencialmente reactivos.

30.9 Áridos de escorias de horno alto enfriadas por aire.

En los áridos procedentes de escorias de horno alto enfriadas por aire, además de cumplir con lo establecido para los áridos naturales, se comprobará previamente que son estables, es decir, que no contienen silicatos inestables ni compuestos ferrosos inestables.

Las escorias de horno alto enfriadas por aire deben permanecer estables:

- Frente a la transformación del silicato bicálcico inestable que entre en su composición, determinada según el ensayo descrito en el apartado 19.1 de UNE-EN 1744-1.
- Frente a la hidrólisis de los sulfuros de hierro y de manganeso que entran en su composición, determinada según el ensayo descrito en el apartado 19.2 de UNE-EN 1744-1.

Artículo 31. Aditivos.

31.1 Generalidades.

A los efectos de este Código, se entiende por aditivos aquellas sustancias o productos que, incorporados al hormigón antes del amasado (o durante el mismo o en el transcurso de un amasado suplementario) en una proporción no superior al 5 % del peso del cemento, producen la modificación deseada, en estado fresco o endurecido, de alguna de sus características, de sus propiedades habituales o de su comportamiento.

En los hormigones armados o pretensados no podrán utilizarse como aditivos el cloruro cálcico, ni en general, productos en cuya composición intervengan cloruros, sulfuros, sulfitos u otros componentes químicos que puedan ocasionar o favorecer la corrosión de las armaduras.

En los elementos pretensados mediante armaduras ancladas exclusivamente por adherencia, no podrán utilizarse aditivos que tengan carácter de aireantes.

Sin embargo, en la prefabricación de elementos con armaduras pretensadas elaborados con máquinas de fabricación continua, podrán usarse aditivos plastificantes que tengan un efecto secundario de inclusión de aire, siempre que se compruebe que no perjudica sensiblemente la adherencia entre el hormigón y la armadura, afectando al anclaje de esta. En cualquier caso, la cantidad total de aire ocluido no excederá del 6 % en volumen, medido según UNE-EN 12350-7.

Con respecto al contenido de ion cloruro, se tendrá en cuenta lo prescrito en el apartado 33.1.

31.2 Tipos de aditivos.

En el marco de este Código, se consideran fundamentalmente los seis tipos de aditivos que se recogen en la tabla 31.2.

Tabla 31.2 Tipos de aditivos

Tipo de aditivo	Función principal
Reductores de agua / plastificantes.	Disminuir el contenido de agua de un hormigón para una misma trabajabilidad o aumentar la trabajabilidad sin modificar el contenido de agua.
Reductores de agua de alta actividad / superplastificantes.	Disminuir significativamente el contenido de agua de un hormigón sin modificar la trabajabilidad o aumentar significativamente la trabajabilidad sin modificar el contenido de agua.
Modificadores de fraguado / aceleradores, retardadores.	Modificar el tiempo de fraguado de un hormigón.
Inclusores de aire.	Producir en el hormigón un volumen controlado de finas burbujas de aire, uniformemente repartidas, para mejorar su comportamiento frente a las heladas.
Multifuncionales.	Modificar más de una de las funciones principales definidas con anterioridad.
Moduladores de la viscosidad.	Limitar la segregación mediante la mejora de la cohesión.

Los aditivos de cualquiera de los seis tipos descritos anteriormente deberán tener marcado CE según la norma UNE-EN 934-2.

En la declaración de prestaciones, figurará la designación del aditivo de acuerdo con lo indicado en UNE-EN 934-2, así como el certificado del fabricante que garantice que el producto satisface los requisitos prescritos en la citada norma, el intervalo de eficacia (proporción a emplear) y su función principal de entre las indicadas en la tabla anterior.

Salvo indicación previa en contra de la dirección facultativa, el suministrador podrá emplear cualquiera de los aditivos incluidos en la Tabla 31.2 La utilización de otros aditivos distintos a los contemplados en este artículo, requiere la aprobación previa de la dirección facultativa.

La utilización de aditivos en el hormigón, una vez en la obra y antes de su colocación en la misma, requiere de la autorización de la dirección facultativa y el conocimiento del suministrador del hormigón.

Artículo 32. Adiciones.

A los efectos de este Código, se entiende por adiciones aquellos materiales inorgánicos, puzolánicos o con hidraulicidad latente que, finamente divididos, pueden ser añadidos al hormigón con el fin de mejorar alguna de sus propiedades o conferirle características especiales. El presente Código recoge únicamente la utilización de las cenizas volantes y el humo de sílice como adiciones al hormigón en el momento de su fabricación.

Las cenizas volantes son los residuos sólidos que se recogen por precipitación electrostática o por captación mecánica de los polvos que acompañan a los gases de combustión de los quemadores de centrales termoeléctricas alimentadas por carbones pulverizados.

Las cenizas de co-combustión se podrán emplear en hormigones no estructurales y no se contempla su utilización en hormigón estructural. Otros tipos de cenizas como las de fondo y las escorias de central térmica, así como las de lecho fluidizado u otras diferentes de las cenizas volantes de central térmica de carbón convencional no están admitidos para hormigones estructurales ni para los hormigones no estructurales.

El humo de sílice es un subproducto que se origina en la reducción de cuarzo de elevada pureza con carbón en hornos eléctricos de arco para la producción de silicio y ferrosilicio.

La utilización de las escorias granuladas molidas de horno alto como adición al hormigón tiene una experiencia reducida en España. La dirección facultativa podrá, de acuerdo con lo indicado en el artículo 3 de este Código, autorizar dicha utilización, bajo su responsabilidad, basándose en el estudio experimental del comportamiento del hormigón fabricado con la escoria y cemento que se vayan a utilizar, que tenga en cuenta no solo sus prestaciones resistentes sino también la durabilidad en el ambiente en que vaya a estar ubicada la estructura.

Las adiciones pueden utilizarse como componentes del hormigón siempre que se justifique su idoneidad para su uso, produciendo el efecto deseado sin modificar negativamente las características del hormigón, ni representar peligro para la durabilidad del hormigón, ni para la corrosión de las armaduras.

Para utilizar cenizas volantes o humo de sílice como adición al hormigón, deberá emplearse un cemento tipo CEM I. Además, en el caso de la adición de cenizas volantes, el hormigón deberá presentar un nivel de garantía conforme a lo indicado en el artículo 18 de este Código, es decir, mediante la posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.

En hormigón pretensado podrá emplearse adición de cenizas volantes cuya cantidad no podrá exceder del 20 % del peso de cemento, o humo de sílice cuyo porcentaje no podrá exceder del 10 % del peso del cemento.

En aplicaciones concretas de hormigón de alta resistencia, fabricado con cemento tipo CEM I, se permite la adición simultánea de cenizas volantes y humo de sílice, siempre que el porcentaje de humo de sílice no sea superior al 10 % y que el porcentaje total de adiciones (cenizas volantes y humo de sílice) no sea superior al 20 %, en ambos casos respecto al peso de cemento. En este caso la ceniza volante solo se contempla a efecto de mejorar la compacidad y reología del hormigón, sin que se contabilice como parte del conglomerante mediante su coeficiente de eficacia K . En elementos no pretensados en estructuras de edificación, la cantidad máxima de cenizas volantes adicionadas no excederá del 35 % del peso de cemento, mientras que la cantidad máxima de humo de sílice adicionado no excederá del 10 % del peso de cemento. La cantidad mínima de cemento se especifica en el apartado 43.2.1

Con respecto al contenido de ion cloruro, se tendrá en cuenta lo prescrito en el apartado 33.1.

32.1 Prescripciones y ensayos de las cenizas volantes.

Las cenizas volantes no podrán contener elementos perjudiciales en cantidades tales que puedan afectar a la durabilidad del hormigón o causar fenómenos de corrosión de las armaduras.

Las cenizas volantes deben tener marcado CE (sujetas la norma UNE-EN 450-1) y la declaración de prestaciones (DdP) deberá recoger los siguientes requisitos esenciales:

- Sulfatos (SO_3), según UNE-EN 196-2: $\leq 3,0\%$.
 - Cloruros (Cl^-), según UNE-EN 196-2: $\leq 0,10\%$.
 - Óxido de calcio libre, según UNE-EN 451-1: $\leq 1,5\%$.
 - Óxido de calcio reactivo, según UNE-EN 451-1: $\leq 10\%$.
 - Pérdida por calcinación, según UNE-EN 196-2 (categoría A): $\leq 5,0\%$.
 - Finura, según UNE-EN 451-2.
-
- Cantidad retenida por el tamiz de $45 \mu\text{m}$ (Clase N): $\leq 40\%$.
 - Cantidad retenida por el tamiz de $45 \mu\text{m}$ (Clase S): $\leq 12\%$.
-
- Demanda de agua, según UNE-EN 451-2 (Clase S): $\leq 95\%$.
 - Índice de actividad resistente, según UNE-EN 196-1.
 - a los 28 días: $\geq 75\%$.
 - a los 90 días: $\geq 85\%$.
-
- Estabilidad de volumen, según UNE-EN 196-3 $< 10\text{mm}$.

La especificación relativa a la expansión solo debe tenerse en cuenta si el contenido en óxido de calcio libre supera el 1,5 % sin sobrepasar el 2,5 %.

La especificación relativa a la demanda de agua solo debe tenerse en cuenta para cenizas volantes de categoría de finura S.

Los resultados de los análisis y de los ensayos previos estarán a disposición de la dirección facultativa.

32.2 Prescripciones y ensayos del humo de sílice.

El humo de sílice no podrá contener elementos perjudiciales en cantidades tales que puedan afectar a la durabilidad del hormigón o causar fenómenos de corrosión de las armaduras.

El humo de sílice debe tener marcado CE (conforme a la norma UNE-EN 13263-1+A1) y la declaración de prestaciones (DdP) deberá recoger los siguientes requisitos esenciales:

- Dióxido de silicio (SiO_2), según UNE-EN 196-2: $\geq 85\%$.
- Pérdida por calcinación, según UNE-EN 196-2: $< 4,0\%$.
- Índice de actividad resistente, según UNE-EN 13263-1+A1: $\geq 100\%$.
- Silicio elemental, según ISO 9286: $\leq 0,4\%$.
- Óxido de calcio libre, CaO (I): $\leq 1,0\%$.
- Sulfatos, expresado en SO₃: $\leq 2,0\%$.
- Cloruros (Cl⁻), según UNE-EN 196-2: $\leq 0,3\%$.
- Superficie específica, según ISO 9277 (S_e , en m²/g): $15,0 \leq S_e \leq 35,0$.

Los resultados de los análisis y de los ensayos previos estarán a disposición de la dirección facultativa.

Artículo 33. Hormigones.

33.1 Composición.

La composición elegida para la preparación de las mezclas destinadas a la construcción de estructuras o elementos estructurales deberá estudiarse previamente, con el fin de asegurarse de que es capaz de proporcionar hormigones cuyas características mecánicas, reológicas y de durabilidad satisfagan las exigencias del proyecto. Estos estudios se realizarán teniendo en cuenta, en todo lo posible, las condiciones de la obra real (diámetros, características superficiales y distribución de armaduras, modo de compactación, dimensiones de las piezas, etc.).

Los componentes del hormigón deberán cumplir las prescripciones incluidas en los Artículos 28, 29, 30, 31 y 32. Además, el ion cloruro total aportado por los componentes no excederá de los siguientes límites:

- Obras de hormigón pretensado: 0,2 % del peso del cemento.
- Obras de hormigón armado u obras de hormigón en masa que contenga armaduras para reducir la fisuración: 0,4 % del peso del cemento.

En el caso de hormigones expuestos a ambientes XD o XS los valores anteriores se reducirán al 0,1 % del peso de cemento para obras de hormigón pretensado y 0,2 % para obras de hormigón armado.

La cantidad total de finos en el hormigón, resultante de sumar el contenido de partículas del árido grueso y del árido fino que pasan por el tamiz UNE 0,063 y la componente caliza, en su caso, del cemento, deberá ser inferior a 200 kg/m³. En el caso de emplearse agua reciclada, de acuerdo con el artículo 29, dicho límite podrá incrementarse hasta 210 kg/m³. Exclusivamente para el caso de los hormigones autocompactantes, se recomienda que esta cantidad no sea mayor a 250 kg/m³.

33.2 Condiciones de calidad.

Las condiciones o características de calidad exigidas al hormigón se especificarán en el pliego de prescripciones técnicas particulares, siendo siempre necesario indicar las referentes a su resistencia a compresión, su consistencia, tamaño máximo del árido, el tipo de ambiente a que va a estar expuesto, y, cuando sea preciso, las referentes a prescripciones relativas a aditivos y adiciones, resistencia a tracción del hormigón, absorción, peso específico, compacidad, desgaste, permeabilidad, aspecto externo, etc.

Tales condiciones deberán ser satisfechas por todas las unidades de producto componentes del total, entendiéndose por unidad de producto la cantidad de hormigón fabricada de una sola vez. Normalmente se asociará el concepto de unidad de producto a la amasada, si bien, en algún caso y a efectos de control, se podrá tomar en su lugar la cantidad de hormigón fabricado en un intervalo de tiempo determinado y en las mismas condiciones esenciales. En este Código se emplea la palabra «amasada» como equivalente a unidad de producto.

A los efectos de este Código, cualquier característica de calidad medible de una amasada, vendrá expresada por el valor medio de un número de determinaciones (igual o superior a dos) de la característica de calidad en cuestión, realizadas sobre partes o porciones de la amasada.

33.3 Características mecánicas.

A los efectos de este Código, la resistencia del hormigón a compresión se refiere a los resultados obtenidos en ensayos de rotura a compresión a 28 días, realizados sobre probetas cilíndricas de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura, fabricadas, conservadas y ensayadas conforme a lo establecido en este Código. En el caso de que el control de calidad se efectúe mediante probetas cúbicas, se seguirá el procedimiento establecido en el apartado 57.3.2.

Las fórmulas contenidas en este Código corresponden a experimentación realizada con probeta cilíndrica, y del mismo modo, los requisitos y prescripciones que figuran en el Código se refieren, salvo que expresamente se indique otra cosa, a probeta cilíndrica.

A los efectos de este Código, se entiende como:

- Resistencia característica de proyecto, f_{ck} , es el valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión, como base de los cálculos. Se denomina también resistencia característica especificada o resistencia de proyecto.
- Resistencia característica real de obra, $f_{c\text{ real}}$, es el valor que corresponde al cuantil del 5 por 100 en la distribución de resistencia a compresión del hormigón suministrado a la obra.
- Resistencia característica estimada, $f_{c\text{ est}}$, es el valor que estima o cuantifica la resistencia característica real de obra a partir de un número finito de resultados de ensayos normalizados de resistencia a compresión, sobre probetas tomadas en obra. Abreviadamente se puede denominar resistencia característica.

En algunas obras en las que el hormigón no vaya a estar sometido a solicitudes en los tres primeros meses a partir de su puesta en obra, podrá referirse la resistencia a compresión a la edad de 90 días.

En ciertas obras o en alguna de sus partes, el pliego de prescripciones técnicas particulares puede exigir la determinación de las resistencias a tracción o a flexotracción del hormigón, mediante ensayos normalizados.

En este Código, se denominan hormigones de alta resistencia a los hormigones con resistencia característica de proyecto f_{ck} superior a 50 N/mm².

A efectos del presente Código, se consideran hormigones de endurecimiento rápido los fabricados con cemento de clase resistente 42,5R, 52,5 o 52,5R siempre que su relación agua/cemento sea menor o igual que 0,60, los fabricados con cemento de clase resistente 32,5R o 42,5 siempre que su relación agua/cemento sea menor o igual que 0,50 o bien aquellos en los que se utilice acelerante de fraguado. El resto de los casos se consideran hormigones de endurecimiento normal.

33.4 Valor mínimo de la resistencia.

En los hormigones estructurales, la resistencia de proyecto f_{ck} no será inferior a 20 N/mm² en hormigones en masa, ni a 25 N/mm² en hormigones armados o pretensados.

Cuando el proyecto establezca, de acuerdo con el apartado 57.5.6, un control indirecto de la resistencia en estructuras de hormigón en masa o armado deberá adoptarse un valor de la resistencia de cálculo a compresión f_{cd} no superior a 15 N/mm². En estos casos de nivel de control indirecto de la resistencia del hormigón, la cantidad mínima de cemento en la dosificación del hormigón también deberá cumplir los requisitos de la tabla 43.2.1.a.

33.5 Docilidad del hormigón.

La docilidad del hormigón será la necesaria para que, con los métodos previstos de puesta en obra y compactación, el hormigón rodee las armaduras sin solución de continuidad con los recubrimientos exigibles y rellene completamente los encofrados sin que se produzcan coqueras.

En general, la docilidad del hormigón se valorará determinando su consistencia por medio del ensayo de asentamiento, según UNE-EN 12350-2 excepto para los hormigones autocompactantes.

Cuando se determine la docilidad de acuerdo con el ensayo de asentamiento, las distintas clases de consistencia serán las siguientes:

Tabla 33.5.a Clases de consistencia

Tipo de consistencia	Asentamiento en mm
Seca (S)	0-20
Plástica (P)	30-40
Blanda (B)	50-90
Fluida (F)	100-150
Líquida (L)	160-210

Salvo justificación específica en aplicaciones que así lo requieran, no se empleará las consistencias seca y plástica. Además, no podrá emplearse la consistencia líquida, salvo que se consiga mediante el empleo de aditivos superplastificantes.

En obras de edificación, para pilares, forjados y vigas se utilizará un hormigón de consistencia fluida salvo justificación en contra. Esta prescripción se podría aplicar también a elementos de ingeniería civil, en especial los que pudiesen estar densamente armados, como por ejemplo tableros de puentes o estribos.

En todo caso, la consistencia del hormigón que se utilice será la especificada en el pliego de prescripciones técnicas particulares, definiendo aquella por su tipo o por el valor numérico de su asentamiento en mm.

En el caso de hormigones autocompactantes se requiere determinar la autocompactabilidad a través de métodos de ensayo específicos que permiten evaluar las prestaciones del material en términos:

- de fluidez, mediante la determinación del escurrimiento, SF , según UNE-EN 12350-8.
- de viscosidad, mediante la determinación del tiempo t_{500} en ensayos de escurrimiento según UNE-EN 12350-8 o mediante la determinación del tiempo t_V en ensayos con embudo en V, según UNE-EN 12350-9.
- de capacidad de paso, determinada mediante el ensayo con caja en L, PL , según UNE-EN 12350-10, o mediante el ensayo con el anillo japonés, PJ , según UNE-EN 12350-12.
- de resistencia a la segregación, mediante la determinación del porcentaje de segregación, SR , según UNE-EN 12350-11.

La tabla 33.5.b muestra los rangos admisibles de los parámetros de autocompactabilidad que deben cumplirse, en cualquier caso, según los diferentes métodos de ensayo. Estos requisitos deberán cumplirse simultáneamente para todos los ensayos especificados. El autor del proyecto o, en su caso, la dirección facultativa podrá definir un grado de autocompactabilidad más concreto mediante las categorías definidas en el apartado 33.6, en función de las características de su obra.

Tabla 33.5.b Requisitos generales para la autocompactabilidad

Propiedad	Parámetro medido	Rango admisible
Escurrimiento.	SF	550 mm – 850 mm
Viscosidad.	t_v	≤ 25 s
Capacidad de paso.	PL	$\geq 0,80$
	PJ	≤ 10 mm
Resistencia a la segregación.	SR	≤ 20 %

Los hormigones autocompactantes deberán mantener las características de autocompactabilidad durante un período de tiempo, denominado como «tiempo abierto», que sea suficiente para su puesta en obra correcta en función de las exigencias operativas y ambientales del proyecto. Para la determinación del «tiempo abierto» se pueden utilizar los ensayos de caracterización indicados anteriormente, comparando el resultado de diversas repeticiones del mismo ensayo realizadas consecutivamente con la misma muestra.

33.6 Tipificación de los hormigones.

Los hormigones se tipificarán de acuerdo con el siguiente formato (lo que deberá reflejarse en los planos de proyecto y en el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto):

T - R / C / TM / A

donde:

T Indicativo que será HM en el caso de hormigón en masa, HA en el caso de hormigón armado, HP en el de pretensado.

R Resistencia característica especificada, en N/mm².

C Letra inicial del tipo de consistencia, tal y como se define en el apartado 33.5.

TM Tamaño máximo del árido en milímetros, definido en el apartado 30.3.

A Designación del ambiente, de acuerdo con 27.1.a.

La sigla *T* indicativa del tipo de hormigón será HRM o HRA para el caso de hormigones en masa o armados, respectivamente, fabricados con árido reciclado.

En cuanto a la resistencia característica especificada, se recomienda utilizar la siguiente serie:

20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 70, 80, 90, 100

en la cual las cifras indican la resistencia característica especificada del hormigón a compresión a 28 días, sobre probeta cilíndrica, expresada en N/mm².

La resistencia de 20 N/mm² se limita en su utilización a hormigones en masa. En el caso de hormigones reciclados, la resistencia característica no será superior a 40 N/mm².

El hormigón que se prescriba deberá ser tal que, además de la resistencia mecánica, asegure el cumplimiento de los requisitos de durabilidad (contenido mínimo de cemento y

relación agua/cemento máxima) correspondientes al ambiente del elemento estructural, reseñados en la tabla 43.2.1.a.

En el caso de hormigón autocompactable, la tipificación es análoga a la de los hormigones de compactación convencional según lo indicado anteriormente sin más que utilizar como indicativo C de la consistencia las siglas AC, (como, por ejemplo, HA-35/AC/20/IIIa), de acuerdo con la siguiente expresión:

T-R/AC/TM/A

Alternativamente, se podrá definir la autocompactable mediante la combinación de las clases correspondientes al escorrimiento (AC-SF), viscosidad (AC-V), capacidad de paso (AC-P) y resistencia a la segregación (AC-SR), de acuerdo con la siguiente expresión:

T-R/(AC-SF+AC-V+AC-P+AC-SR)/TM/A

donde AC-E, AC-V, AC-CP y AC-RS, representan las clases correspondientes de acuerdo con las tablas 33.6.a, 33.6.b, 33.6.c y 33.6.d:

Tabla 33.6.a Clases de escorrimiento AC-SF

Clase	Escorrimiento, SF, ensayado conforme a la norma UNE-EN 12350-8 mm
SF1	550 – 650
SF2	660 – 750
SF3	760 – 850

Tabla 33.6.b Clases de viscosidad AC-V

Clase	t_{500} ensayado conforme a la norma EN 12350-8 s
VS1	< 2,0
VS2	$\geq 2,0$
Clase	t_V ensayado conforme a la norma UNE-EN 12350-9 s
VF1	< 9,0
VF2	9,0 – 25,0

Nota: las clases VS y VF son similares, pero no se corresponden exactamente.

Tabla 33.6.c Clases de capacidad de paso, AC-P

Clase	Capacidad de paso con la caja en L, PL ensayado conforme a la norma UNE-EN 12350-10
PL1	$\geq 0,80$ con 2 barras
PL2	$\geq 0,80$ con 3 barras
Clase	Capacidad de paso con el anillo japonés, PJ ensayado conforme a la norma UNE-EN 12350-12 mm
PJ1	≤ 10 con 12 barras
PJ2	≤ 10 con 16 barras

Tabla 33.6.d Clases de resistencia a la segregación, AC-SR

Clase	Porcentaje de segregación, SR, ensayado conforme a la norma UNE-EN 12350-8 mm
SR1	≤ 20
SR2	≤ 15

Artículo 34. Aceros para armaduras pasivas.

34.1 Generalidades.

A los efectos de este Código, los productos de acero que pueden emplearse para la elaboración de armaduras pasivas pueden ser:

- Barras rectas o rollos de acero corrugado o grafilado.
- Alambres de acero corrugado o grafilado.

No se permite el empleo de alambres lisos para la elaboración de armaduras pasivas, excepto como elementos de conexión de armaduras básicas electrosoldadas en celosía.

Los productos de acero para armaduras pasivas no presentarán defectos superficiales ni grietas.

Las secciones nominales y las masas nominales por metro serán las establecidas en la tabla 6 de la norma UNE-EN 10080. La sección equivalente no será inferior al 95,5 por 100 de la sección nominal.

Se entiende por diámetro nominal de un producto de acero el número convencional que define el círculo respecto al cual se establecen las tolerancias. El área del mencionado círculo es la sección nominal.

Se entiende por sección equivalente de un producto de acero, el área de la sección circular de un cilindro ideal de igual volumen y longitud. El diámetro de dicho círculo se denomina diámetro equivalente. La determinación de la sección equivalente debe realizarse a partir de la masa real, determinada mediante pesada, sobre una longitud mínima de 500 mm y después de limpiar cuidadosamente el producto de acero para eliminar las posibles escamas de laminación y el óxido no adherido firmemente.

Se calculará mediante la fórmula:

donde:

$$S = 127,389 \frac{m}{l}$$

S es el área de la sección, en mm^2 , con tres cifras significativas;

m es la masa de la probeta, en g;

l es la longitud de la probeta, en mm.

A los efectos de este Código, se considerará como límite elástico del acero para armaduras pasivas, f_y , el valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0,2 por 100.

El proceso de fabricación del acero será una elección del fabricante.

34.2 Barras y rollos de acero soldable.

Solo podrán emplearse barras o rollos de acero soldable que sean conformes con UNE-EN 10080.

Los posibles diámetros nominales de las barras corrugadas serán los definidos en la serie siguiente, de acuerdo con la tabla 6 de la norma UNE-EN 10080:

6 – 8 – 10 – 12 – 14 – 16 – 20 – 25 – 32 y 40 mm

Salvo en el caso de mallas electrosoldadas o armaduras básicas electrosoldadas en celosía, se procurará evitar el empleo del diámetro de 6 mm cuando se aplique cualquier proceso de soldadura, resistente o no resistente, en la elaboración o montaje de la armadura pasiva.

En la tabla 34.2.a se definen los tipos de acero soldable, según UNE 36065 y UNE 36068:

Tabla 34.2.a Tipos de acero soldable

Tipo de acero		Acero soldable		Acero soldable con características especiales de ductilidad	
Designación		B 400 S	B 500 S	B 400 SD	B 500 SD
Límite elástico, f_y (N/mm ²) ⁽¹⁾		≥ 400	≥ 500	≥ 400	≥ 500
Carga unitaria de rotura, f_s (N/mm ²) ⁽¹⁾		≥ 440	≥ 550	≥ 480	≥ 575
Alargamiento de rotura, $\epsilon_{u,5}$ (%)		≥ 14	≥ 12	≥ 20	≥ 16
Alargamiento total bajo carga máxima, ϵ_{\max} (%)	acero suministrado en barra	≥ 5,0	≥ 5,0	≥ 7,5	≥ 7,5
	acero suministrado en rollo ⁽³⁾	≥ 7,5	≥ 7,5	≥ 10,0	≥ 10,0
Relación f_s/f_y ⁽²⁾		≥ 1,08	≥ 1,08	1,20 ≤ f_s/f_y ≤ 1,35	1,15 ≤ f_s/f_y ≤ 1,35 ⁽⁴⁾
Relación $f_y \text{ real}/f_y \text{ nominal}$		--	--	≤ 1,20	≤ 1,25

⁽¹⁾ Para el cálculo de los valores unitarios se utilizará la sección nominal.

⁽²⁾ Relación admisible entre la carga unitaria de rotura y el límite elástico obtenidos en cada ensayo.

⁽³⁾ En el caso de aceros procedentes de suministros en rollo, los resultados pueden verse afectados por el método de preparación de la muestra para su ensayo, que deberá hacerse conforme a lo indicado en el Anejo 11. Considerando la incertidumbre que puede conllevar dicho procedimiento, pueden aceptarse aceros que presenten valores característicos de ϵ_{\max} que sean inferiores en un 0,5% a los que recoge la tabla para estos casos.

⁽⁴⁾ En el caso de la utilización de aceros soldables inoxidables dúplex o austeníticos como medida especial de durabilidad, debido a su relación constitutiva de tensión-deformación específica, la relación se calcula utilizando el valor de f_y 7% en lugar de f_s .

Las características mecánicas mínimas garantizadas por el suministrador serán conformes con las prescripciones de la tabla 34.2.a. Además, las barras deberán tener aptitud al doblado simple, manifestada por la ausencia de grietas apreciables a simple vista al efectuar el ensayo según UNE-EN ISO 15630-1, empleando los mandriles de la tabla 34.2.b.

Tabla 34.2.b Diámetro de los mandriles

Doblado simple $\alpha = 180^\circ$	
$d \leq 16$	$d > 16$
3 d	6 d

donde:

- d Diámetro nominal de barra, en mm.
- α Ángulo de doblado.

Alternativamente al ensayo de aptitud al doblado simple, se podrá realizar el ensayo de doblado-desdoblado, según UNE-EN ISO 15630-1, para lo que deberán emplearse los mandriles especificados en la tabla 34.2.c.

Tabla 34.2.c Diámetro de los mandriles

Doblado-desdoblado $\alpha = 90^\circ \beta = 20^\circ$		
$d \leq 16$	$16 < d \leq 25$	$d > 25$
5 d	8 d	10 d

donde:

d Diámetro nominal de barra, en mm.

α Ángulo de doblado.

β Ángulo de desdoblado.

Los aceros soldables deberán cumplir los requisitos de la tabla 34.2.d en relación con el ensayo de fatiga según UNE-EN ISO 15630-1. Además, para los aceros soldables con características especiales de ductilidad (B 400 SD y B 500 SD), de obligado uso en obras con solicitud sísmica, no se deberá producir la rotura, parcial o total, ni la aparición de grietas transversales apreciables a simple vista al efectuar el ensayo de carga cíclica (UNE 36065) conforme a los requisitos de la tabla 34.2.e.

Tabla 34.2.d Especificación del ensayo de fatiga

Característica	B 400 S B 400 SD	B 500 S B 500 SD
Número de ciclos que debe soportar la probeta sin romperse.	≥ 2 millones	
Tensión máxima, $\sigma_{\text{máx}} = 0,6 f_y$ nominal (N/mm^2).	240	300
Amplitud, $2\sigma_a = \sigma_{\text{máx}} - \sigma_{\text{min}}$ (N/mm^2).	150	
Frecuencia, f (Hz).	$1 \leq f \leq 200$	
Longitud libre entre mordazas, (mm).	$\geq 14 d$ ≥ 140 mm (la mayor de ambas)	

donde:

d Diámetro nominal de barra, en mm.

Tabla 34.2.e Especificación del ensayo de carga cíclica

Diámetro nominal (mm)	Longitud libre entre mordazas	Deformaciones máximas de tracción y compresión (%)	Número de ciclos completos simétricos de histéresis	Frecuencia f (Hz)
$d \leq 16$	5 d	± 4	3	$1 \leq f \leq 3$
$16 < d \leq 25$	10 d	$\pm 2,5$		
$d \geq 25$	15 d	$\pm 1,5$		

donde:

d Diámetro nominal de barra, en mm.

Las características de adherencia de las barras de acero podrán comprobarse, sobre barra recta o barra enderezada procedente de rollo, mediante el método general (ensayo de la viga) del Anejo C de la norma UNE-EN 10080 o el de la norma UNE 36740 o,

alternativamente, mediante la geometría de corrugas o grafilas conforme a lo establecido en la norma UNE-EN ISO 15630-1. En el caso de que la comprobación se efectúe mediante el ensayo de la viga, deberán cumplirse simultáneamente las siguientes condiciones:

- Diámetros inferiores a 8 mm:

$$\tau_{bm} \geq 6,88$$

$$\tau_{bu} \geq 11,22$$

- Diámetros de 8 mm a 32 mm, ambos inclusive:

$$\tau_{bm} \geq 7,84 - 0,12 \phi$$

$$\tau_{bu} \geq 12,74 - 0,19 \phi$$

- Diámetros superiores a 32 mm:

$$\tau_{bm} \geq 4,00$$

$$\tau_{bu} \geq 6,66$$

donde τ_{bm} y τ_{bu} se expresan en N/mm² y ϕ en mm.

En el caso de comprobarse las características de adherencia mediante el ensayo de la viga, los aceros serán objeto de un certificado de características. Los ensayos de la viga para esta certificación deben ser efectuados por un laboratorio oficial o acreditado conforme a la norma UNE-EN ISO/IEC 17025 para el referido ensayo. En el certificado de ensayos, que debe ser emitido por el laboratorio que ha realizado los ensayos, se consignarán obligatoriamente, las características geométricas, determinadas por el laboratorio para todos los diámetros de cada serie a partir de los resultados de los ensayos, de los aceros para los que se certifica el cumplimiento de los requisitos de adherencia establecidos en este apartado. El certificado de adherencia debe incluir la información indicada en el Anejo 4, apartado 1.1.7.

Alternativamente, en el caso de comprobarse la adherencia mediante la geometría de corrugas o grafilas, el área proyectada de las corrugas (f_R) o, en su caso, de las grafilas (f_P) determinadas según UNE-EN ISO 15630-1, deberá cumplir las condiciones de la tabla 34.2.f.

Tabla 34.2.f Área proyectada de corrugas o de grafilas

d (mm)	≤ 6	8-12	>12
f_R o f_P (mm)	$\geq 0,035$	$\geq 0,040$	$\geq 0,056$

Nota: No es preciso el cumplimiento de los valores de esta tabla, cuando el ensayo de la viga garantice las tensiones de adherencia.

La composición química, en porcentaje en masa, del acero deberá cumplir los límites establecidos en la tabla 34.2.g, por razones de soldabilidad y durabilidad.

Tabla 34.2.g Composición química (porcentajes máximos, en masa)

Análisis	C ⁽¹⁾	S	P	N ⁽²⁾	Cu	C _{eq} ⁽¹⁾
Sobre colada	0,22	0,050	0,050	0,012	0,80	0,50
Sobre producto	0,24	0,055	0,055	0,014	0,85	0,52

⁽¹⁾ Se admite elevar el valor límite de C en 0,03 %, si C_{eq} se reduce en 0,02 %.

⁽²⁾ Se admiten porcentajes mayores de N si existe una cantidad suficiente de elementos fijadores de N.

En la anterior tabla, el valor de carbono equivalente, C_{eq}, se calculará mediante:

$$C_{eq} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

donde los símbolos de los elementos químicos indican su contenido, en tanto por ciento en masa.

34.3 Alambres de acero soldable.

Se entiende por alambres corrugados o grafilados de acero aquéllos que cumplen los requisitos establecidos para la fabricación de mallas electrosoldadas o armaduras básicas electrosoldadas en celosía, de acuerdo con lo establecido en UNE-EN 10080.

Se entiende por alambres lisos aquéllos que cumplen los requisitos establecidos para la fabricación de elementos de conexión en armaduras básicas electrosoldadas en celosía, de acuerdo con lo establecido en UNE-EN 10080.

Los diámetros nominales de los alambres serán los definidos en la tabla 6 de la UNE-EN 10080 y, por lo tanto, se ajustarán a la serie siguiente:

4 – 4,5 – 5 – 5,5 – 6 – 6,5 – 7 – 7,5 – 8 – 8,5 – 9 – 9,5 – 10 – 11 – 12 – 14 y 16 mm.

Los diámetros 4 y 4,5 mm solo pueden utilizarse como armadura de reparto en la losa superior de hormigón vertido en obra en forjados unidireccionales. El diámetro mínimo de dicha armadura de reparto será 5 mm si esta se tiene en cuenta a efectos de comprobación de los Estados Límite Últimos.

A los efectos de este Código, se define el siguiente tipo de acero para alambres, tanto corrugados como lisos:

Tabla 34.3 Tipo de acero para alambres

Designación	Ensayo de tracción ⁽¹⁾				Ensayo de doblado simple según UNE-EN ISO 15630-1 α = 180° ⁽⁵⁾ Diámetro de mandril D'
	Límite elástico f _y (N/mm ²) ⁽²⁾	Carga unitaria de rotura f _s (N/mm ²) ⁽²⁾	Alargamiento de rotura sobre base de 5 diámetros A (%)	Relación f _s /f _y	
B 500 T	500	550	8 ⁽³⁾	1,03 ⁽⁴⁾	3d ⁽⁶⁾

⁽¹⁾ Valores característicos inferiores garantizados.

⁽²⁾ Para la determinación del límite elástico y la carga unitaria se utilizará como divisor de las cargas el valor nominal del área de la sección transversal.

⁽³⁾ Además, deberá cumplirse:

$$A \% \geq 20 - 0,02 f_{yi}$$

donde:

A Alargamiento de rotura.

f_{yi} Límite elástico medido en cada ensayo.

(4) Además, deberá cumplirse:

$$\frac{f_{si}}{f_{yi}} \geq 1,05 - 0,1 \left(\frac{f_{yi}}{f_{yk}} - 1 \right)$$

donde:

f_{yi} Límite elástico medido en cada ensayo.
 f_{si} Carga unitaria obtenida en cada ensayo.
 f_{yk} Límite elástico garantizado.

(5) α Ángulo de doblado.
(6) d Diámetro nominal del alambre.

Alternativamente al ensayo de aptitud al doblado simple, se podrá realizar el ensayo de doblado-desdoblado, según UNE-EN ISO 15630-1, con un ángulo de doblado $\alpha = 90^\circ$ y un ángulo de desdoblado $\beta = 20^\circ$, para lo que deberá emplearse el mandril de diámetro 5d, siendo d el diámetro del alambre, en mm.

Además, todos los alambres deberán cumplir las mismas características de composición química que las definidas en el apartado 34.2 para las barras rectas o rollos de acero corrugado soldable. Los alambres corrugados o grafilados deberán cumplir también las características de adherencia establecidas en el citado apartado. En la Tabla 34.2.f debe considerarse el área proyectada de corruga o grafila $\geq 0,040$ para todos los diámetros de alambre desde 6,5 mm hasta 12 mm.

34.4 Barras, rollos y alambres de acero soldable inoxidable.

Este Código contempla la utilización de aceros soldables inoxidables como medida especial de durabilidad, en forma de barras, rollos y alambres, todos ellos corrugados o grafilados. Los tipos de acero contemplados son los ferríticos, austeníticos y austenoferríticos indicados en la tabla 34.4, y su composición química deberá cumplir los límites establecidos en dicha tabla.

Tabla 34.4 Tipos de acero y composición química sobre producto (porcentajes máximos, en masa y rangos mínimo/máximo)

Tipo	C	S	P	N	Si	Mn	Cr	Ni	Mo	Cu
1.4003.	0,03	0,015	0,040	0,03	1,00	1,5	10,5/12,5	0,3/1,0	—	—
1.4301.	0,07	0,015	0,045	0,10	1,00	2,00	17,5/19,5	8,0/10,5	—	—
1.4482.	0,03	0,030	0,035	0,05/0,20	1,00	4,0/6,0	19,5/21,5	1,5/3,5	0,10/0,6	1,0
1.4362.	0,03	0,015	0,035	0,05/0,20	1,00	2,00	22,0/24,5	3,5/5,5	0,10/0,60	0,10/0,60
1.4462.	0,03	0,015	0,035	0,10/0,22	1,00	2,00	21,0/23,0	4,5/6,5	2,5/3,5	—

Los productos de acero inoxidable deberán cumplir con todos los requisitos especificados en los apartados 34.2 para barras y rollos y 34.3 para alambres, excepto en lo relativo a su composición química.

Artículo 35. Armaduras pasivas.

35.1 Generalidades.

Se entiende por armadura pasiva el resultado de montar, en el correspondiente molde o encofrado, el conjunto de armaduras normalizadas, ferrallas elaboradas o ferrallas armadas que, convenientemente solapadas y con los recubrimientos adecuados, tienen una función estructural.

Las características mecánicas, químicas y de adherencia de las armaduras pasivas serán las de las armaduras normalizadas o, en su caso, las de la ferralla armada que las componen.

Los diámetros nominales y geometrías de las armaduras serán las definidas en el correspondiente proyecto.

A los efectos de este Código, se definen los tipos de armaduras de acuerdo con las especificaciones incluidas en la tabla 35.1.

Tabla 35.1 Tipos de aceros y armaduras normalizadas a emplear para las armaduras pasivas

Tipo de armadura	Armadura con acero de baja ductilidad	Armadura con acero soldable de ductilidad normal	Armadura con acero soldable y características especiales de ductilidad		
Designación.	AP 500 T	AP 400 S	AP 500 S	AP 400 SD	AP 500 SD
Alargamiento total bajo carga máxima, ϵ_{\max} (%)(**).	–	≥ 5,0	≥ 5,0	≥ 7,5	≥ 7,5
Tipo de acero.	–	B 400 S B 400 SD (*)	B 500 S B 500 SD (*)	B 400 SD	B 500 SD
Tipo de malla electrosoldada, en su caso, según 35.2.1.	ME 500 T	ME 400 S ME 400 SD	ME 500 S ME 400 SD	ME 400 SD	ME 500 SD
Tipo de armadura básicas electrosoldada en celosía, en su caso, según 35.2.2.	AB 500 T	AB 400 S AB 400 SD	AB 500 S AB 500 SD	AB 400 SD	AB 500 SD

(*) En el caso de ferralla armada AP 400 SD o AP 500 SD elaborada a partir de acero soldable con características especiales de ductilidad, el margen de transformación del acero producido en la instalación de ferralla, conforme al apartado 49.3.2, se referirá a las especificaciones establecidas para dicho acero en la Tabla 34.2.a.

(**) Considerando lo expuesto en 34.2 para aceros suministrados en rollo, pueden aceptarse valores de ϵ_{\max} que sean inferiores en un 0,5 %.

En el caso de estructuras sometidas a acciones sísmicas, de acuerdo con lo establecido en la reglamentación sismorresistente en vigor, se deberán emplear armaduras pasivas fabricadas a partir de acero corrugado soldable con características especiales de ductilidad (SD), según UNE 36065 y UNE 36060.

35.2 Armaduras normalizadas.

Se entiende por armaduras normalizadas las mallas electrosoldadas o las armaduras básicas electrosoldadas en celosía, conformes con la UNE-EN 10080 y que cumplen las especificaciones de los apartados 35.2.1 y 35.2.2, respectivamente.

35.2.1 Mallas electrosoldadas.

En el ámbito de este Código, se entiende por malla electrosoldada la armadura formada por la disposición de barras o alambres de acero, longitudinales y transversales, de diámetro nominal igual o diferente, que se cruzan entre sí perpendicularmente y cuyos puntos de contacto están unidos mediante soldadura eléctrica, realizada en un proceso de producción en serie en instalación industrial ajena a la obra, que sea conforme con lo establecido en UNE-EN 10080.

Se entiende por mallas estándar las mallas electrosoldadas fabricadas conforme a las geometrías definidas en las normas UNE 36060, UNE 36061 y UNE 36092, y recogidas en las tablas 35.2.1.b, 35.2.1.c y 35.2.1.d. Se entiende por mallas especiales las mallas electrosoldadas, distintas a las incluidas en las anteriores tablas, fabricadas conforme a los requisitos especificados por el usuario.

Las mallas electrosoldadas serán fabricadas, exclusivamente, a partir de barras o alambres de acero (ambos corrugados o grafiados), que no se mezclarán entre sí y deberán cumplir las exigencias establecidas para los mismos en el artículo 34 de este Código.

La designación de las mallas electrosoldadas se realizará de la siguiente forma, conforme con lo indicado en el apartado 5.2 de la UNE-EN 10080:

En el caso de las MALLAS ESTÁNDAR:

- a) Designación de la forma del producto (ME).
- b) Dimensiones nominales del producto:
 - b.1) Separaciones, expresadas en milímetros y separadas por el signo x, de los elementos longitudinales y transversales,
 - b.2) Diámetros de las armaduras longitudinal y transversal, expresados en milímetros, precedido por el símbolo Ø y separados por un guion,
 - b.3) Las longitudes de los elementos longitudinales y transversales, respectivamente, expresadas en milímetros y unidas por el signo x,
 - b.4) Los sobrelargos indicando los salientes en ambos extremos en sentido longitudinal u_1/u_2 y transversal u_3/u_4 y, en su caso, longitud de la zona de ahorro P_A (zona de la malla en la que se modifica su estructura para no duplicar la sección resistente una vez efectuado el solape de paneles en obra), separados por un guion y expresados en milímetros.
- c) La designación del tipo de acero.
- d) Referencia a la norma europea UNE-EN 10080.

En el caso de las MALLAS ESPECIALES, deben describirse utilizando las indicaciones siguientes y mediante un plano totalmente dimensionado que incluya todo lo indicado en el apartado b):

- a) Designación de la forma del producto (ME ESPECIAL).
- b) Dimensiones nominales del producto, solo en el caso de mallas especiales cuyos elementos longitudinales sean del mismo diámetro y longitud y cuya separación sea igual, y lo mismo ocurra con los elementos transversales (ver ejemplo).
 - b.1) Separaciones, expresadas en milímetros y separadas por el signo x, de los elementos longitudinales y transversales,
 - b.2) Diámetros de las armaduras longitudinal y transversal, expresados en milímetros, precedido por el símbolo Ø y separados por un guion,
 - b.3) Las longitudes de los elementos longitudinales y transversales, respectivamente, expresadas en milímetros y unidas por el signo x,
 - b.4) Los sobrelargos indicando los salientes en ambos extremos en sentido longitudinal u_1/u_2 y transversal u_3/u_4 y, en su caso, longitud de la zona de ahorro P_A (zona de la malla en la que se modifica su estructura para no duplicar la sección resistente una vez efectuado el solape de paneles en obra), separados por un guion y expresados en milímetros.

En el caso de mallas especiales con diseño complejo, no será necesario incluir estas dimensiones nominales del producto en la designación, ya que quedarán totalmente definidas en el plano dimensionado.

- c) La designación del tipo de acero.
- d) Referencia a la norma europea UNE-EN 10080.
- e) Referencia de usuario: la referencia de usuario incluirá el proyecto u obra al que va destinado y el número o referencia del plano dimensionado de la malla firmado por el solicitante.

A los efectos de este Código, se definen los tipos de mallas electrosoldadas incluidos en la tabla 35.2.1.a, en función del acero con el que están fabricadas.

Tabla 35.2.1.a Tipos de mallas electrosoldadas

Tipos de mallas electrosoldadas	ME 500 SD	ME 400 SD	ME 500 S	ME 400 S	ME 500 T
Tipo de acero	B 500 SD, según 34.2	B 400 SD, según 34.2	B 500 S, según 34.2	B 400 S, según 34.2	B 500 T, según 34.2

La composición geométrica de las mallas estándar debe ser la siguiente:

- Para los tipos de mallas ME400SD y ME500SD la especificada en la tabla 35.2.1.b.
- Para los tipos de mallas ME400S y ME500S la especificada en la tabla 35.2.1.c.
- Para los tipos de mallas ME500T la especificada en la tabla 35.2.1.d.

Tabla 35.2.1.b Mallas estándar ME400SD Y ME500SD

Separación entre barras (mm)		Diámetro (mm)		*Secciones (cm ² /m)		N.º barras		u ₁ (mm)	u ₂ (mm)	u ₃ (mm)	u ₄ (mm)	Masa nominal del panel	
												Kg/panel	Kg/m ²
150	150	6,0	6,0	1,89	1,89	12	38	300	150	400	150	34,54	2,617
200	200	6,0	6,0	1,42	1,42	9	28	400	200	400	200	25,66	1,944
150	150	8,0	8,0	3,35	3,35	12	37	450	150	400	150	60,59	4,590
200	200	8,0	8,0	2,52	2,52	9	28	400	200	400	200	45,66	3,459
150	150	10,0	10,0	5,23	5,23	11	36	600	150	550	150	89,59	6,787
200	200	10,0	10,0	3,93	3,93	8	27	600	200	600	200	66,27	5,020
150	150	12,0	12,0	7,53	7,53	10	36	600	150	700	150	123,61	9,364
200	200	12,0	12,0	5,65	5,65	8	27	600	200	600	200	95,37	7,225
200	200	16,0	16,0	10,05	10,05	7	26	800	200	800	200	156,74	11,874

* Secciones teóricas por metro lineal correspondientes a la separación nominal entre barras (P_L; P_c).

Nota: 1 Medidas estándar de los paneles 6000 mm × 2200 mm.

Tabla 35.2.1.c Mallas estándar ME400S Y ME500S

Separación entre barras (mm)		Diámetro (mm)		*Secciones (cm ² /m)		N.º barras		u ₁ (mm)	u ₂ (mm)	u ₃ (mm)	u ₄ (mm)	Masa nominal del panel		
												Kg/panel	Kg/m ²	
150	150	6,0	6,0	1,89	1,89	12	40	75	75	125	125	300	35,52	2,691
200	200	6,0	6,0	1,42	1,42	9	30	100	100	100	100	400	26,64	2,018
150	150	8,0	8,0	3,35	3,35	11	40	75	75	200	200	300	60,83	4,608
200	200	8,0	8,0	2,52	2,52	8	30	100	100	200	200	400	45,03	3,411
150	150	10,0	10,0	5,23	5,23	11	40	75	75	200	200	300	95,02	7,198
200	200	10,0	10,0	3,93	3,93	8	30	100	100	200	200	400	70,34	5,329
150	150	12,0	12,0	7,53	7,53	9	40	75	75	350	350	300	126,10	9,553
200	200	12,0	12,0	5,65	5,65	7	30	100	100	300	300	400	95,90	7,265
200	200	16,0	16,0	10,05	10,05	7	30	100	100	300	300	400	170,64	12,927

* Secciones teóricas por metro lineal correspondientes a la separación nominal entre barras (P_L; P_c).

Nota: 1 Medidas estándar de los paneles 6000 mm × 2200 mm.

Tabla 35.2.1.d Mallas estándar ME500T

Separación entre barras (mm)		Diámetro (mm)		*Secciones (cm ² /m)		N.º barras		u ₁ (mm)	u ₂ (mm)	u ₃ (mm)	u ₄ (mm)	P _A (mm)	Masa nominal del panel	
P _L	P _C	d _L	d _C	A _L	A _C	N _L	N _C						Kg/panel	Kg/m ²
150	150	5,0	5,0	1,31	1,31	12	40	75	75	125	125	300	24,64	1,867
200	200	5,0	5,0	0,98	0,98	9	30	100	100	100	100	400	18,48	1,400
150	150	6,0	6,0	1,89	1,89	12	40	75	75	125	125	300	35,52	2,691
200	200	6,0	6,0	1,42	1,42	9	30	100	100	100	100	400	26,64	2,018
150	150	8,0	8,0	3,35	3,35	11	40	75	75	200	200	300	60,83	4,608
200	200	8,0	8,0	2,52	2,52	8	30	100	100	200	200	400	45,03	3,411
150	150	10,0	10,0	5,23	5,23	11	40	75	75	200	200	300	95,02	7,198
200	200	10,0	10,0	3,93	3,93	8	30	100	100	200	200	400	70,34	5,329
150	150	12,0	12,0	7,53	7,53	9	40	75	75	350	350	300	126,10	9,553
200	200	12,0	12,0	5,65	5,65	7	30	100	100	300	300	400	95,90	7,265
200	200	16,0	16,0	10,05	10,05	7	30	100	100	300	300	400	170,64	12,927
200	300	5,0	5,0	0,98	0,65	9	20	150	150	100	100	400	15,09	1,143
150	300	5,0	5,0	1,31	0,65	12	20	150	150	125	125	300	17,86	1,353
150	300	6,0	6,0	1,89	0,94	12	20	150	150	125	125	300	25,75	1,951
150	300	8,0	8,0	3,35	1,68	11	20	150	150	200	200	300	43,45	3,292

* Secciones teóricas por metro lineal correspondientes a la separación nominal entre barras (P_L; P_C).

Nota: 1 Medidas estándar de los paneles 6000 mm x 2200 mm.

La nomenclatura empleada en las tablas es la siguiente:

- A_L Sección de acero longitudinal por metro lineal.
- A_C Sección de acero transversal por metro lineal.
- d_C Diámetro de los elementos transversales.
- d_L Diámetro de los elementos longitudinales.
- N_C Número de elementos transversales.
- N_L Número de elementos longitudinales.
- P_C Separación entre elementos transversales.
- P_L Separación entre elementos longitudinales.
- P_A Zona de ahorro, consiste en la ausencia del elemento longitudinal adyacente al de borde en ambos bordes longitudinales del panel.
- u₁, u₂ Sobre largo de los elementos longitudinales.
- u₃, u₄ Sobre largo de los elementos transversales.

La composición geométrica de las mallas especiales debe ser acordada entre fabricante y cliente. El número de elementos del panel debe ser el correspondiente a los

valores nominales indicados en un plano totalmente dimensionado y deben identificarse mediante las referencias del usuario.

Las tolerancias dimensionales serán conformes con las establecidas en el apartado 7.3.5.2 de la norma UNE-EN 10080.

Las tolerancias en la separación de elementos no pueden en ningún caso provocar la disminución del número de elementos indicados en las tablas 35.2.1.a, 35.2.1.b y 35.2.1.c para las mallas estándar, o en los planos para las mallas especiales.

El valor nominal de la masa de los paneles está calculado con los valores de masa, de los elementos constituyentes, establecidos en la tabla 6 de la norma UNE-EN 10080.

El valor absoluto de la desviación de la masa, con relación al valor nominal de masa, no debe ser superior al 4,5 %. Para los elementos constituyentes, el valor absoluto de la desviación de la masa por metro, con relación al valor nominal de masa por metro, no debe ser superior al 4,5 %.

En función del tipo de malla electrosoldada, sus elementos deberán cumplir las especificaciones que les sean de aplicación, de acuerdo con lo especificado en UNE-EN 10080 y en los correspondientes apartados del artículo 34. Además, las mallas electrosoldadas deberán cumplir que la carga de despegue (F_s) de las uniones soldadas,

$$F_{S \text{ min}} = 0,25 \cdot f_y \cdot A_n$$

donde f_y es el valor del límite elástico especificado y A_n es la sección transversal nominal del mayor de los elementos de la unión o de uno de los elementos pareados, según se trate de mallas electrosoldadas simples o dobles, respectivamente.

Las mallas electrosoldadas con características especiales de ductilidad (B400SD y B500SD) deberán cumplir los requisitos de la tabla 35.2.1.e en relación con el ensayo de fatiga según UNE-EN ISO 15630-2, así como los de la tabla 35.2.1.f, relativos al ensayo de carga cíclica.

El ensayo de carga cíclica consiste en someter a una probeta a tres ciclos completos de histéresis, simétricos y comprobar tras el mismo si se ha producido algún tipo de daño: rotura parcial o total, o bien la aparición de grietas transversales apreciables a simple vista.

Tabla 35.2.1.e Especificación del ensayo de fatiga

Característica	B400SD	B500SD
Número de ciclos que debe soportar la probeta sin romperse.	≥ 2 millones	
Tensión máxima, $\sigma_{\text{máx}} = 0,6 f_y$ nominal (N/mm ²).	240	300
Amplitud, $2\sigma_a = \sigma_{\text{máx}} - \sigma_{\text{mín}}$ (N/mm ²).	100	
Frecuencia, f (Hz).	1 ≤ f ≤ 200	
Longitud libre entre mordazas, (mm).	≥ 14 d ≥ 140 mm (la mayor de ambas)	

donde:

d Diámetro nominal de barra, en mm.

Tabla 35.2.1.f Especificación del ensayo de carga cíclica

Diámetro nominal (mm)	Longitud libre entre mordazas	Deformaciones máximas de tracción y compresión (%)	Número de ciclos completos simétricos de histéresis	Frecuencia f (Hz)
d ≤ 16	5 d	± 4	3	1 ≤ f ≤ 3
d = 20	10 d	± 2,5		
d ≥ 25	15 d	± 1,5		

donde:

d Diámetro nominal de barra, en mm.

35.2.2 Armaduras básicas electrosoldadas en celosía.

En el ámbito de este Código, se entiende por armadura básica electrosoldada en celosía a la estructura espacial formada por un cordón superior y uno o varios cordones inferiores, todos ellos de acero corrugado o grafilado, y una serie de elementos transversales, lisos o corrugados o grafilados, continuos o discontinuos y unidos a los cordones longitudinales mediante soldadura eléctrica, producida en serie en instalación industrial ajena a la obra, que sean conforme con lo establecido en UNE-EN 10080.

Los cordones longitudinales serán fabricados a partir de barras conformes con el apartado 34.2 o alambres, de acuerdo con el apartado 34.3, mientras que los elementos transversales de conexión se elaborarán a partir de alambres, conformes con el apartado 34.3.

La designación de las armaduras básicas electrosoldadas en celosía será conforme con lo indicado en el apartado 5.3 de la norma UNE-EN 10080.

A los efectos de este Código, se definen los tipos de armaduras básicas electrosoldadas en celosía incluidas en la tabla 35.2.2.

Tabla 35.2.2 Tipos de armaduras básicas electrosoldadas en celosía

Tipos de armaduras básicas electrosoldadas en celosía	AB 500 SD	AB 400 SD	AB 500 S	AB 400 S	AB 500 T
Tipo de acero de los cordones longitudinales	B500SD, según 34.2	B400SD, según 34.2	B500S, según 34.2	B400S, según 34.2	B500T, según 34.3

Además, se cumplirá que la carga de despegue (F_w) de las uniones soldadas, ensayadas según UNE-EN 10080 Anejo B, cumpla al menos uno de los dos criterios:

$$F_{w \min} \geq 0,25 \cdot f_{yL} \cdot A_{nL}$$

$$F_{w \min} \geq 0,60 \cdot f_{yD} \cdot A_{nD}$$

donde:

f_{yL} Valor del límite elástico especificado para los cordones longitudinales.

A_{nL} Sección transversal nominal del cordón longitudinal.

f_{yD} Valor del límite elástico especificado para las diagonales.

A_{nD} Sección transversal nominal de las diagonales.

35.3 Ferralla.

En el ámbito de este Código, se define como:

– ferralla elaborada, cada una de las formas o disposiciones de elementos que resultan de aplicar, en su caso, los procesos de enderezado, de corte y de doblado a partir de acero conforme con el apartado 34.2 o, en su caso, a partir de mallas electrosoldadas conformes con el apartado 35.2.1.

– ferralla armada, el resultado de aplicar a las ferrallas elaboradas los correspondientes procesos de armado, bien mediante atado por alambre o mediante soldadura no resistente.

Las especificaciones relativas a los procesos de elaboración, armado y montaje de las armaduras pasivas se recogen en el artículo 49 de este Código.

Artículo 36. Aceros para armaduras activas.

36.1 Generalidades.

A los efectos de este Código, se definen los siguientes productos de acero para armaduras activas:

– alambre: producto de sección maciza, liso o grafilado, que normalmente se suministra en rollo. En la tabla 36.1.a se indican las dimensiones nominales de las grafilas de los alambres (figura 36.1) según la norma UNE 36094.

– barra: producto de sección maciza que se suministra solamente en forma de elementos rectilíneos.

– cordón: producto formado por un número de alambres arrollados helicoidalmente, con el mismo paso y el mismo sentido de torsión, sobre un eje ideal común (véase la norma UNE 36094). Los cordones se diferencian por el número de alambres, del mismo diámetro nominal y arrollados helicoidalmente sobre un eje ideal común y que pueden ser 2, 3 o 7 alambres.

Los cordones pueden ser lisos o grafilados. Los cordones lisos se fabrican con alambres lisos. Los cordones grafilados se fabrican con alambres grafilados. En este último caso, el alambre central puede ser liso. Los alambres grafilados proporcionan mayor adherencia con el hormigón. En la tabla 36.1.b se indican las dimensiones nominales de las grafilas de los alambres para cordones según la norma UNE 36094.

Se denomina «tendón» al conjunto de las armaduras paralelas de pretensado que, alojadas dentro de un mismo conducto, se consideran en los cálculos como una sola armadura. En el caso de armaduras pretesas, recibe el nombre de tendón, cada una de las armaduras individuales.

El producto de acero para armaduras activas deberá estar libre de defectos superficiales producidos en cualquier etapa de su fabricación que impidan su adecuada utilización. Salvo una ligera capa de óxido superficial no adherente, no son admisibles alambres o cordones oxidados.

Tabla 36.1.a Dimensiones nominales de las grafilas de los alambres

Diámetro nominal del alambre mm	Dimensiones nominales de las grafilas			
	Profundidad (a) Centésimas de mm		Longitud (l) mm	Separación (p) mm
	Tipo 1	Tipo 2		
3	2 a 6			
4	3 a 7	5 a 9	3,5 ± 0,5	5,5 ± 0,5
5	4 a 8	6 a 10		
6	5 a 10	8 a 13		
≥ 7	6 a 12	10 a 20	5,0 ± 0,5	8,0 ± 0,5

Tabla 36.1.b Dimensiones nominales de las grafilas de los alambres para cordones

Profundidad (a) Centésimas de mm	Longitud (l) mm	Separación (p) mm
2 a 12	3,5 ± 0,5	5,5 ± 0,5

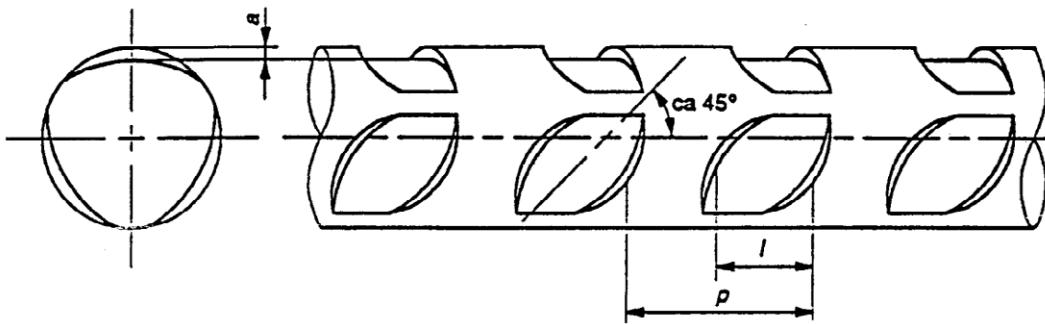


Figura 36.1 Grafilas

36.2 Características mecánicas.

A los efectos de este Código, las características fundamentales que se utilizan para definir el comportamiento de los aceros para armaduras activas son las siguientes:

- a) Carga unitaria máxima a tracción (f_p).
- b) Límite elástico convencional ($f_{p0,1}$) y ($f_{p0,2}$).
- c) Alargamiento bajo carga máxima (ϵ_u).
- d) Módulo de elasticidad (E_p).
- e) Estricción (η), expresada en porcentaje.
- f) Aptitud al doblado alternativo (solo para alambres).
- g) Relajación.
- h) Resistencia a la fatiga.
- i) Susceptibilidad a la corrosión bajo tensión.
- j) Resistencia a la tracción desviada (solo para cordones de diámetro nominal igual o superior a 13 mm).

Los fabricantes deberán garantizar, como mínimo, las características indicadas en a), b), c), d), g), h) e i).

La relajación a las 1.000 horas, según UNE-EN ISO 15630-3, a temperatura de 20 °C ± 1 °C, para una tensión inicial igual al 70 por 100 de la carga unitaria máxima real no será superior al 2,5 por 100 y para una tensión inicial igual al 80 por 100 de la carga unitaria máxima real no será superior al 4,5 por 100 (cordones y alambres enderezados con tratamiento de estabilización).

El ensayo adoptado para conocer la susceptibilidad del acero a la corrosión bajo tensión, es el ensayo de tiocianato amónico, según UNE-EN ISO 15630-3. En este ensayo se considera suficiente la resistencia a corrosión bajo tensión de un acero de pretensado, si la duración mínima y la media de un conjunto de al menos seis probetas satisfacen los requisitos indicados en la tabla 36.2.a.

Tabla 36.2.a Duraciones mínimas en el ensayo de tiocianato amónico

Tipo de armadura	Tiempo de rotura mínimo (horas)	Tiempo de rotura medio (horas)
Alambres	1,5	4

Tipo de armadura	Tiempo de rotura mínimo (horas)	Tiempo de rotura medio (horas)
Cordones	1,5	4
Barras de pretensado Diámetro 16 a 25 mm	60	250
Barras de pretensado Diámetro superior a 25 mm	100	400

Nota 1: Estos valores corresponden a una carga de ensayo del 80 % de la carga media de rotura.

Como ensayo complementario, en caso de requerirlo el autor del proyecto, respecto a la corrosión bajo tensión, la medida de tensiones residuales longitudinales, realizada con arreglo a la norma UNE-EN 15305, confirma una resistencia adecuada a la corrosión bajo tensión, si la suma del valor medio y de 0,84 veces la desviación típica, de una serie de 12 o más medidas de dichas tensiones, no supera los 100 N/mm² de tracción.

36.3 Alambres de pretensado.

A los efectos de este Código, se entiende como alambres de pretensado aquellos que cumplen los requisitos establecidos en UNE 36094 o, en su caso, en la correspondiente norma armonizada de producto. Sus características mecánicas, obtenidas a partir del ensayo a tracción realizado según la norma UNE-EN ISO 15630-3, deberán cumplir las siguientes prescripciones:

- La carga unitaria máxima f_p no será inferior a los valores que figuran en la tabla 36.3.a.

Tabla 36.3.a Tipos de alambre de pretensado

Designación	Serie de diámetros nominales, en mm	Carga unitaria máxima $f_{p_{\max}}$ en N/mm ² no menor que:
Y 1570 C	9,4 - 10,0	1.570
Y 1670 C	7,0 - 7,5 - 8,0	1.670
Y 1770 C	3,0 - 4,0 - 5,0 - 6,0	1.770
Y 1860 C	4,0 - 5,0	1.860

– El límite elástico $f_{p_{0,2}}$ estará comprendido entre el 0,85 y el 0,95 de la carga unitaria máxima f_p . Esta relación deberán cumplirla no solo los valores mínimos garantizados, sino también los correspondientes a cada uno de los alambres ensayados.

– El alargamiento bajo carga máxima medido sobre una base de longitud igual o superior a 200 mm no será inferior al 3,5 por 100. Para los alambres destinados a la fabricación de tubos, dicho alargamiento será igual o superior al 5 por 100.

– La estricción a la rotura será igual o superior al 25 por 100 en alambres lisos y visible a simple vista en el caso de alambres grafilados.

– El módulo de elasticidad tendrá el valor garantizado por el fabricante con una tolerancia de ±7 por 100.

En los alambres de diámetro igual o superior a 5 mm o de sección equivalente, la pérdida de resistencia a la tracción después de un doblado-desdoblado, realizado según la norma UNE-EN ISO 15630-3 no será superior al 5 por 100.

El número mínimo de doblados-desdoblados que soportará el alambre en la prueba de doblado alternativo realizada según la norma UNE-EN ISO 15630-3 no será inferior a lo indicado en la tabla 36.3.b.

Tabla 36.3.b Número mínimo de doblados-desdoblados en el ensayo de doblado alternativo para alambres de pretensado

Producto de acero para armadura activa	Número de doblados y desdoblados
Alambres lisos.	4
Alambres grafilados.	3
Alambres destinados a obras hidráulicas o sometidos a ambiente corrosivo.	7

Los valores del diámetro nominal, en milímetros, de los alambres se ajustarán a la serie siguiente:

3 - 4 - 5 - 6 - 7 - 7,5 - 8 - 9,4 - 10

Las características geométricas y ponderales de los alambres de pretensado, así como las tolerancias correspondientes, se ajustarán a lo especificado en la norma UNE 36094.

36.4 Barras de pretensado.

Las características mecánicas de las barras de pretensado, deducidas a partir del ensayo de tracción realizado según la norma UNE-EN ISO 15630-3 deberán cumplir las siguientes prescripciones:

- La carga unitaria máxima f_p no será inferior a 980 N/mm².
- El límite elástico $f_{p_0,2}$, estará comprendido entre el 75 y el 90 por 100 de la carga unitaria máxima f_p . Esta relación deberán cumplirla no solo los valores mínimos garantizados, sino también los correspondientes a cada una de las barras ensayadas.
- El alargamiento bajo carga máxima medido sobre una base de longitud igual o superior a 200 mm no será inferior al 3,5 por 100.
- El módulo de elasticidad tendrá el valor garantizado por el fabricante con una tolerancia del ± 7 por 100.

Las barras soportarán sin rotura ni agrietamiento el ensayo de doblado especificado en la norma UNE-EN ISO 15630-3.

La relajación a las 1.000 horas a temperatura de 20 °C ± 1 °C y para una tensión inicial igual al 70 por 100 de la carga unitaria máxima garantizada, no será superior al 3 por 100. El ensayo se realizará según la norma UNE-EN ISO 15630-3.

36.5 Cordones de pretensado.

Cordones, a los efectos de este Código, son aquéllos que cumplen los requisitos técnicos establecidos en la norma UNE 36094, o en su caso, en la correspondiente norma armonizada de producto. Sus características mecánicas, obtenidas a partir del ensayo a tracción realizado según la norma UNE-EN ISO 15630-3, deberán cumplir las siguientes prescripciones:

- La carga unitaria máxima f_p no será inferior a los valores que figuran en la tabla 36.5.a en el caso de cordones de 2 o 3 alambres y en la tabla 36.5.b en el caso de cordones de 7 alambres.

Tabla 36.5.a Cordones de 2 o 3 alambres

Designación	Serie de diámetros nominales, en mm	Carga unitaria máxima f_p en N/mm ² no menor que:
Y 1770 S2	5,6 - 6,0	1.770
Y 1860 S3	6,5 - 6,8 - 7,5	1.860
Y 1960 S3	5,2	1.960
Y 2060 S3	5,2	2.060

Tabla 36.5.b Cordones de 7 alambres

Designación	Serie de diámetros nominales, en mm	Carga unitaria máxima f_p en N/mm ²
Y 1770 S7	16,0	1.770
Y 1860 S7	9,3-13,0-15,2-16,0	1.860

– El límite elástico $f_{p0,2}$ estará comprendido entre el 0,88 y el 0,95 de la carga unitaria máxima f_p . Esta limitación deberán cumplirla no solo los valores mínimos garantizados, sino también cada uno de los elementos ensayados.

- El alargamiento bajo carga máxima, medido sobre una base de longitud igual o superior a 500 mm, no será inferior al 3,5 por 100.
- La estricción a la rotura será visible a simple vista.
- El módulo de elasticidad tendrá el valor garantizado por el fabricante, con una tolerancia de ± 7 por 100.

El valor del coeficiente de desviación D en el ensayo de tracción desviada, según UNE-EN ISO 15630-3, no será superior a 28, para los cordones con diámetro nominal igual o superior a 13 mm.

Las características geométricas y ponderales, así como las correspondientes tolerancias, de los cordones se ajustarán a lo especificado en la norma UNE 36094.

Los alambres utilizados en los cordones soportarán el número de doblados y desdoblados indicados en el apartado 36.3.

Artículo 37. Armaduras activas.

Se denominan armaduras activas a las disposiciones de elementos de acero de alta resistencia mediante las cuales se introduce la fuerza del pretensado en la estructura. Pueden estar constituidos a partir de alambres, barras o cordones, que serán conformes con el artículo 36 de este Código.

37.1 Sistemas de pretensado.

En el caso de armaduras activas postesadas, solo podrán utilizarse los sistemas de pretensado que cumplan los requisitos establecidos en el documento de evaluación europeo, elaborado específicamente para cada sistema por un organismo autorizado en el ámbito del Reglamento (UE) N.º 305/2011, de 9 de marzo de 2011 y de conformidad con el Documento de Evaluación Europeo 160004-00-0301 elaborado por la European Organisation for Technical Assessment (EOTA), o bien demostrar un comportamiento equivalente.

Todos los aparatos utilizados en las operaciones de tesado deberán estar adaptados a la función, y por lo tanto:

- cada tipo de anclaje requiere utilizar un equipo de tesado, en general se utilizará el recomendado por el suministrador del sistema.

– los equipos de tesado deberán encontrarse en buen estado con objeto de que su funcionamiento sea correcto, proporcionen un tesado continuo, mantengan la presión sin pérdidas y no ofrezcan peligro alguno.

– los aparatos de medida incorporados al equipo de tesado, permitirán efectuar las correspondientes lecturas con una precisión del 2%. Deberán contrastarse cuando vayan a empezar a utilizarse y, posteriormente, cuantas veces sea necesario, con frecuencia mínima anual.

Se debe garantizar la protección contra la corrosión de los componentes del sistema de pretensado, durante su fabricación, transporte y almacenamiento, durante la colocación y sobre todo durante la vida útil de la estructura.

37.2 Dispositivos de anclaje y empalme de las armaduras postesas.

37.2.1 Características de los anclajes.

Los anclajes deben ser capaces de retener eficazmente los tendones, resistir su carga unitaria de rotura y transmitir al hormigón una carga al menos igual a la máxima que el correspondiente tendón pueda proporcionar. Para ello deberán cumplir las siguientes condiciones:

a) El coeficiente de eficacia de un tendón anclado será al menos igual a 0,95, tanto en el caso de tendones adherentes como no adherentes. Además de la eficacia se verificarán los criterios de no reducción de capacidad de la armadura y de ductilidad conforme al Documento de Evaluación Europeo, EAD 160004-00-301 elaborado por la European Organisation for Technical Assessment (EOTA).

b) El deslizamiento entre anclaje y armadura debe finalizar cuando se alcanza la fuerza máxima de tesado (80 % de la carga de rotura del tendón). Para ello:

– Los sistemas de anclaje por cuñas serán capaces de retener los tendones de tal forma que, una vez finalizada la penetración de cuñas, no se produzcan deslizamientos respecto al anclaje.

– Los sistemas de anclaje por adherencia serán capaces de retener los cordones de tal forma que, una vez finalizado el tesado no se produzcan fisuras o plastificaciones anormales o inestables en la zona de anclaje.

c) Para garantizar la resistencia contra las variaciones de tensión, acciones dinámicas y los efectos de la fatiga, el sistema de anclaje deberá resistir 2 millones de ciclos con una variación de tensión de 80 N/mm² y una tensión máxima equivalente al 65 % de la carga unitaria máxima a tracción del tendón. Además, no se admitirán roturas en las zonas de anclaje, ni roturas de más del 5 % de la sección de armadura en su longitud libre.

d) Las zonas de anclaje deberán resistir 1,1 veces la carga de rotura del anclaje con el coeficiente de eficacia indicado en el punto a) del presente artículo.

El diseño de las placas y dispositivos de anclaje deberá asegurar la ausencia de puntos de desviación, excentricidad y pérdida de ortogonalidad entre tendón y placa.

Los ensayos necesarios para la comprobación de estas características serán los que figuran en la norma UNE 41184.

Los elementos que constituyen el anclaje deberán someterse a un control efectivo y riguroso y fabricarse de modo tal, que dentro de un mismo tipo, sistema y tamaño, todas las piezas resulten intercambiables. Además deben ser capaces de absorber, sin menoscabo para su efectividad, las tolerancias dimensionales establecidas para las secciones de las armaduras.

37.2.2 Elementos de empalme.

Los elementos de empalme de las armaduras activas deberán cumplir las mismas condiciones exigidas a los anclajes en cuanto a resistencia y eficacia de retención.

37.3 Vainas y accesorios.

37.3.1 Vainas.

En los elementos estructurales con armaduras postesas es necesario disponer conductos adecuados para alojar dichas armaduras. Para ello, lo más frecuente es utilizar vainas que quedan embebidas en el hormigón de la pieza, o se recuperan una vez endurecido este.

Deben ser resistentes al aplastamiento y al rozamiento de los tendones, permitir una continuidad suave del trazado del conducto, garantizar una correcta estanquidad en toda su longitud, no superar los coeficientes de rozamiento de proyecto durante el tesado, cumplir con las exigencias de adherencia del proyecto y no causar agresión química al tendón.

En ningún caso deberán permitir que penetre en su interior lechada de cemento o mortero durante el hormigonado. Para ello, los empalmes, tanto entre los distintos trozos de vaina como entre esta y los anclajes, habrán de ser perfectamente estancos.

El diámetro interior de la vaina, habida cuenta del tipo y sección de la armadura que en ella vaya a alojarse, será el adecuado para que pueda efectuarse la inyección de forma correcta.

37.3.2 Tipos de vainas y criterios de selección.

Los tipos de vainas más utilizados son:

– Vainas obtenidas con flejes metálicos corrugados enrollados helicoidalmente. Se presentan en forma de tubos metálicos con resaltos o corrugaciones en su superficie para favorecer su adherencia al hormigón y a la lechada de inyección y aumentar su rigidez transversal y su flexibilidad longitudinal. Deberán presentar resistencia suficiente al aplastamiento para que no se deformen o abullen durante su manejo en obra, bajo el peso del hormigón fresco, la acción de golpes accidentales, etc. Asimismo deberán soportar el contacto con los vibradores interiores, sin riesgo de perforación. El espesor mínimo del fleje es 0,3 mm. Cumplirán lo estipulado en las normas UNE-EN 523 y UNE-EN 524.

Son las más frecuentemente utilizadas en pretensado interior para soportar presiones normales, para trazados con radios de curvatura superiores a 100 veces su diámetro interior. En elementos estructurales de pequeño espesor (losas o forjados pretensados) este tipo de vainas se pueden utilizar con sección ovalada para adaptarse mejor al espacio disponible.

– Vainas de fleje corrugado de plástico. Las características morfológicas son similares a las anteriores, con espesores mínimos de 1 mm. Las piezas y accesorios de material plástico deberán estar libres de cloruros (véase apartado 43.3.1).

En el caso de pretensado interior, cuando se desea conseguir un aislamiento eléctrico para los tendones, bajo presiones y con radios de curvatura similares a las de fleje metálico, pueden emplearse:

– Tubos metálicos rígidos. Con un espesor mínimo de 2 mm, presentan características resistentes muy superiores a las vainas constituidas por fleje enrollado helicoidal y se utilizan tanto en pretensado interior como exterior. Debe tenerse en cuenta, en pretensado interior, la escasa adherencia del tubo liso con el hormigón y con la lechada.

Admiten, por sí solas, presiones interiores superiores a 1 bar, en función de su espesor y por lo tanto son recomendadas para conseguir estanquidad total en estructuras con alturas de inyección considerables. También son apropiadas para trazados con radios de curvatura inferiores a 100 Φ .

(Φ = diámetro interior del tubo). Son doblados con medios mecánicos apropiados, pudiendo llegar hasta radios mínimos en el entorno de 20 Φ siempre que se cumpla:

- a) La tensión en el tendón en la zona curva no excede el 70 % de la de rotura.

b) La suma del desvío angular a lo largo del tendón no excede de $3\pi/2$ radianes, o se considera la zona de desvío (radio mínimo) como punto de anclaje pasivo, realizándose el tesado desde ambos extremos.

– Tubos de polietileno de alta densidad. Deben tener el espesor necesario para resistir una presión nominal interior de 0,63 N/mm² en tubos de baja presión, en PE80, y de 1 N/mm² para tubos de alta presión en PE80 o PE100.

Se suelen utilizar para la protección de los tendones en pretensado exterior.

– Tubos de goma hinchables. Deben tener la resistencia adecuada a su función y se recuperan una vez endurecido el hormigón. Para extraerlos, se desinflan y se sacan de la pieza o estructura tirando por un extremo. Pueden utilizarse incluso para elementos de gran longitud con tendones de trazado recto, poligonal o curvo.

Salvo demostración contraria, no se recomienda este tipo de dispositivo como vaina de protección, ya que desaparece la función pantalla contra la corrosión. Está recomendada en elementos prefabricados con juntas conjugadas, estando en este caso el tubo de goma insertado dentro de las propias vainas de fleje metálico, durante el hormigonado, con el fin de garantizar la continuidad del trazado del tendón en las juntas, evitando puntos de inflexión o pequeños desplazamientos.

37.3.3 Accesorios.

Los accesorios auxiliares de inyección más utilizados son:

– Tubo de purga o purgador: Pequeño segmento de tubo que comunica los conductos de pretensado con el exterior y que se coloca, generalmente, en los puntos altos y bajos de su trazado para facilitar la evacuación del aire y del agua del interior de dichos conductos y para seguir paso a paso el avance de la inyección. También se llama respiradero.

– Boquilla de inyección: Pieza que sirve para introducir el producto de inyección en los conductos en los que se alojan las armaduras activas. Para la implantación de las boquillas de inyección y tubos de purga se recurre al empleo de piezas especiales en T.

– Separador: Pieza generalmente metálica o de plástico que, en algunos casos, se emplea para distribuir uniformemente dentro de las vainas las distintas armaduras constituyentes del tendón.

– Trompeta de empalme: Es una pieza, de forma generalmente troncocónica, que enlaza la placa de reparto con la vaina. En algunos sistemas de pretensado la trompeta está integrada en la placa de reparto.

– Tubo matriz: Tubo, generalmente de polietileno, de diámetro exterior algo inferior al interior de la vaina, que se dispone para asegurar la suavidad del trazado.

Todos estos dispositivos deben estar correctamente diseñados y elaborados para permitir el correcto sellado de los mismos y garantizar la estanquidad bajo la presión nominal de inyección con el debido coeficiente de seguridad. A falta de especificación concreta del proveedor, estos accesorios deben resistir una presión nominal de 2 N/mm².

La ubicación de estos dispositivos y sus características estarán definidos en proyecto y será comprobada su idoneidad por el proveedor del sistema de pretensado.

37.4 Productos de inyección.

37.4.1 Generalidades.

Con el fin de asegurar la protección de las armaduras activas contra la corrosión, en el caso de tendones alojados en conductos o vainas dispuestas en el interior de las piezas, deberá procederse al relleno de tales conductos o vainas, utilizando un producto de inyección adecuado.

Los productos de inyección pueden ser adherentes o no, debiendo cumplir, en cada caso, las condiciones que se indican en los apartados 37.4.2 y 37.4.3.

Los productos de inyección estarán exentos de sustancias tales como cloruros, sulfuros, sulfitos, nitratos, etc., que supongan un peligro para las armaduras, el propio material de inyección o el hormigón de la pieza.

37.4.2 Productos de inyección adherentes.

En general, estos productos estarán constituidos por lechadas o morteros de cemento conformes con el apartado 37.4.2.2, cuyos componentes deberán cumplir lo especificado en el apartado 37.4.2.1. Podrán emplearse otros materiales como productos de inyección adherentes, siempre que cumplan los requisitos de 37.4.2.2. y se compruebe que no afectan negativamente a la pasividad del acero.

37.4.2.1 Materiales componentes.

Los componentes de las lechadas y morteros de inyección deberán cumplir lo especificado en los Artículos 28, 29, 30 y 31 de este Código. Además, deberán cumplir los requisitos que se mencionan a continuación, donde los componentes se expresan en masa con la excepción del agua que se puede expresar en masa o volumen. La precisión de la mezcla debe de ser de $\pm 2\%$ para el cemento y los aditivos secos y adiciones y $\pm 1\%$ para el agua y los aditivos líquidos.

– Cemento:

El cemento será Portland, del tipo CEM I. Para poder utilizar otros tipos de cementos será precisa una justificación especial.

– Agua:

No debe contener más de 300 mg/l de ion cloruro ni más de 200 mg/l de ion sulfato.

– Arena:

Cuando se utilice arena fina para la preparación del material de inyección, deberán estar constituidos por granos silíceos o calcáreos, exentos de iones ácidos y de partículas laminares tales como las de mica o pizarra.

– Aditivos:

No pueden contener sustancias peligrosas para el acero de pretensado, especialmente: tiocianatos, nitratos, formiatos y sulfuros y deben además cumplir los siguientes requisitos:

- contenido < 0,1 %.
- $\text{Cl}^- < 1 \text{ g/l}$ de aditivo líquido.
- El pH debe estar entre los límites definidos por el fabricante.
- El extracto seco debe estar en un $\pm 5\%$ del definido por el fabricante.

37.4.2.2 Requisitos de los productos de inyección.

Las lechadas y morteros de inyección deben cumplir:

- el contenido en cloruro (Cl^-) según UNE-EN 447 no será superior a 0,1 % de la masa de cemento,
 - el contenido sulfato (expresado como SO_3) según UNE-EN 196-2 no será superior a 4,5 % de la masa de cemento,
 - el contenido en sulfuro (S_2^-) según UNE-EN 196-2 no será superior a 0,01 % de la masa de cemento.

Además, las lechadas y morteros de inyección deben tener las siguientes propiedades.

- La fluidez puede ser medida mediante el método del cono o el de escurrimiento de la lechada, según lo descrito en la norma UNE-EN 445.

En el caso en que sea medida mediante el método del cono, la fluidez debe ser menor que 25 s, tanto inmediatamente después del amasado como 30 minutos después de la mezcla.

La fluidez medida mediante el método de escurrimiento de la lechada (método idóneo para las lechadas tixotrópicas), debe ser mayor o igual que 140 mm, tanto inmediatamente después del amasado como 30 minutos después de la mezcla.

Además, los valores de fluidez obtenidos con uno u otro procedimiento de medida hasta 30 min después de la mezcla no deberán variar más de un 20% respecto al valor inicial obtenido inmediatamente después del amasado.

– La cantidad de agua exudada después de 3 h en reposo aplicando el método de la mecha inducida descrito en la norma UNE-EN 445 no debe ser superior al 0,3 % del volumen inicial de la lechada.

– La reducción de volumen determinada con el método descrito en la norma UNE-EN 445 no excederá del 1% o, en su caso, la expansión volumétrica será inferior al 5%.

– El tiempo inicial de fraguado no debe ser inferior a 3 y el tiempo final del fraguado no debe exceder de 24 h, determinados según UNE-EN 196-3.

– El fabricante deberá declarar la densidad en estado líquido de la lechada, determinada con el método descrito en la norma UNE-EN 445.

– En el ensayo granulométrico mediante tamizado de la lechada, según UNE-EN 445, no deberán aparecer grumos en el tamiz.

– Los requisitos citados (fluidez, cantidad de agua exudada, variación de volumen, tiempos de fraguado, densidad y ensayo granulométrico mediante tamizado) deberán cumplirse tanto para la temperatura mínima como para la máxima del rango de temperaturas de utilización especificado por el fabricante.

– La relación agua/cemento deberá ser menor o igual que 0,44.

– La resistencia a compresión determinada según UNE-EN 445 (en probetas prismáticas de 4x4x16 cm) debe ser mayor o igual que 27 N/mm² a los 7 días o que 30 N/mm² a los 28 días.

37.4.3 Productos de inyección no adherentes.

Estos productos están constituidos por grasas, ceras, polímeros, productos bituminosos, poliuretano o, en general, cualquier material adecuado para proporcionar a las armaduras activas la necesaria protección sin que se produzca adherencia entre estas y los conductos.

El fabricante debe garantizar la estabilidad física y química del producto seleccionado durante toda la vida útil de la estructura o durante el tiempo de servicio del producto, previsto en el proyecto, en el caso de que este vaya a ser repuesto periódicamente durante la vida útil de la estructura.

Para poder utilizar los productos de inyección no adherentes será preciso que estos aparezcan como parte del documento de idoneidad técnico europeo del sistema de pretensado, y por tanto, conformes con el Documento de Evaluación Europeo, EAD 160027-00-301.

Artículo 38. *Piezas de entrevigado en forjados.*

Una pieza de entrevigado es un elemento prefabricado con función aligerante o colaborante destinada a formar parte, junto con las viguetas o nervios, la losa superior hormigonada en obra y las armaduras de obra, del conjunto resistente de un forjado.

Las piezas de entrevigado utilizadas conjuntamente con viguetas prefabricadas de hormigón deberán tener marcado CE (conforme a la serie de normas UNE-EN 15037).

Las piezas de entrevigado colaborantes pueden ser de cerámica o de hormigón u otro material resistente. Su resistencia a compresión no será menor que la resistencia de proyecto del hormigón vertido en obra con que se ejecute el forjado. Puede considerarse que los tabiques de estas piezas adheridas al hormigón forman parte de la sección resistente del forjado.

Las piezas de entrevigado no colaborantes pueden ser de cerámica, hormigón, poliestireno expandido u otros materiales suficientemente rígidos. Las piezas cumplirán con las condiciones establecidas a continuación:

- Resistencia a carga puntual/concentrada mínima según UNE-EN 15037-2 para piezas de hormigón, UNE-EN 15037-3 para piezas de arcilla cocida, UNE EN 15037-4 para piezas de poliestireno expandido utilizadas con viguetas prefabricadas y según UNE 53974 para aplicación con nervios hormigonados in situ, y UNE-EN 15037-5 para bovedillas ligeras, será superior a 1,5 kN. En cualquier caso, la resistencia al punzonamiento podrá ser superior a 1,0 kN, siempre que se realice un entablado continuo de los encofrados de forjados con vigueta prefabricada.
- En piezas de entrevigado cerámicas, la expansión media por humedad, ensayada según la norma UNE-EN 772-19 en 6 piezas, debe ser inferior a 0,6 mm/m.
- El comportamiento de reacción al fuego de las piezas que estén o pudieran quedar expuestas al exterior durante la vida útil de la estructura, cumplirán con la clase de reacción al fuego que sea exigible. En el caso de edificios, deberá ser conforme con el apartado 4 de la sección SI1 del Documento Básico DB SI «Seguridad en caso de incendio» del Código Técnico de la Edificación, en función de la zona en la que esté situado el forjado. Dicha clase deberá estar determinada conforme a la norma UNE-EN 13501-1 según las condiciones finales de utilización, es decir, con los revestimientos con los que vayan a contar las piezas. Las bovedillas fabricadas con materiales inflamables deberán resguardarse de la exposición al fuego mediante capas protectoras eficaces. La idoneidad de las capas de protección deberá ser justificada empíricamente para el rango de temperaturas y deformaciones previsibles bajo la actuación del fuego de cálculo.

Artículo 39. *Sistemas de protección para la mejora de la durabilidad.*

39.1 Definiciones.

En el ámbito de los Artículos 39 a 41 de este Código, se entiende por producto el compuesto formulado para la reparación, protección o refuerzo de estructuras de hormigón.

Sistema es el conjunto de dos o más productos que se utilizan simultáneamente, o consecutivamente, para llevar a cabo la protección, reparación o refuerzo del hormigón.

Principio es el objetivo concreto buscado de entre las distintas opciones posibles que garantizarían la protección, reparación o refuerzo de la estructura. El principio o principios a alcanzar en cada caso se elegirá a partir de la evaluación de las causas reales o potenciales del deterioro y de acuerdo con la estrategia de gestión adoptada para la estructura.

Método es el medio con el cual se pretende alcanzar un determinado principio, que generalmente se arbitra por medio de Procedimientos de Actuación.

39.2 Generalidades.

Se entiende por sistemas de protección para la mejora de la durabilidad aquellos conjuntos de dos o más productos y técnicas que, una vez que han sido adecuadamente aplicados, conlleven una mejora de la durabilidad del hormigón. Estos sistemas pueden emplearse tanto en hormigón nuevo como en trabajos de mantenimiento y reparación.

El pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto definirá los sistemas de protección a utilizar, en su caso, tanto para el hormigón como para las armaduras, de acuerdo con la estrategia de durabilidad planteada para la estructura, así como los métodos para su aplicación.

Tanto en el pliego de prescripciones técnicas particulares como en el anexo de mantenimiento de la estructura se reflejará la vida útil prevista para el sistema de protección que, normalmente, será inferior de la prevista para la estructura. Además, se definirá la frecuencia y los criterios con los que en su caso, se deba reponer el grado de protección establecido en el proyecto.

39.3 Métodos de protección.

En función de la estrategia de durabilidad adoptada en el proyecto, el autor del mismo definirá los principios de actuación y métodos a emplear, de acuerdo con las alternativas recogidas en la tabla 39.3.

Tabla 39.3 Principios y métodos para los sistemas de protección

Principios aplicables, de los referidos en UNE-EN 1504-9	Ejemplos de métodos basados en los principios
P1. Protección contra la penetración. Reducción o prevención de la entrada de agentes adversos, como el agua, otros líquidos, vapor, gas, agentes químicos y biológicos.	Impregnación hidrófoba. Impregnación. Revestimiento (Incluyendo métodos de impermeabilización). Vendaje superficial de las fisuras.
P2. Control de humedad. Ajuste y mantenimiento del contenido de humedad en el hormigón dentro de un intervalo de valores especificado.	Impregnación hidrófoba. Impregnación Revestimiento superficial.
P5. Incremento de la resistencia física Incremento de la resistencia al ataque físico o mecánico.	Capas o revestimientos. Impregnación.
P6. Resistencia a los productos químicos. Incremento de la resistencia de la superficie del hormigón al deterioro por ataque químico.	Capas o revestimientos. Impregnación. Aplacados antiácidos.
P8. Incremento de la resistividad Incremento de la resistividad eléctrica del hormigón por limitación del contenido de humedad.	Limitación del contenido de humedad. Impregnación hidrófoba. Impregnación. Revestimiento.
P9. Control catódico. Creación de las condiciones para que las áreas potencialmente catódicas de la armadura hagan imposible alcanzar una reacción anódica.	Pintado de la armadura con revestimientos que contengan pigmentos activos. Pintado de la armadura con revestimientos barrera. Aplicación de inhibidores al hormigón. Limitación del contenido en oxígeno (a nivel del cátodo) por saturación o por revestimiento superficial.
P10. Protección Catódica.	Ánodos de Sacrificio. Corriente impresa.
P11. Control de las zonas anódicas. Creación de condiciones para que las áreas potencialmente anódicas de la armadura hagan imposible una reacción de corrosión.	Revestimiento activo de la armadura. Revestimiento de protección de la armadura. Pintado de la armadura con revestimientos que contengan pigmentos activos. Pintado de la armadura con revestimientos barrera. Aplicación de inhibidores de corrosión en o sobre el hormigón.

39.4 Sistemas de protección.

Los sistemas de protección del hormigón pueden pertenecer a cualquiera de los tipos definidos en la norma UNE-EN 1504-2: impregnación hidrófoba, impregnación o revestimiento.

Los sistemas de protección contra la corrosión de las armaduras pueden pertenecer a cualquiera de los tipos definidos en la norma UNE-EN 1504-7: revestimientos activos o revestimientos barrera.

Además, pueden emplearse sistemas de protección específica para las armaduras activas o tirantes, que deberán ser propios del sistema de pretensado que se emplee durante la construcción. Cuando se utilicen métodos de protección catódica, mediante ánodos de sacrificio o por corriente impresa, estos deberán ser objeto de un estudio de dimensionamiento específico según el caso, que se incorporará al proyecto.

Podrán emplearse armaduras galvanizadas en caliente que cumplan los requisitos indicados en el apartado 43.3.1.6. Deberá evitarse su contacto con armaduras de acero convencional conforme a lo establecido en el apartado 43.4.3.

39.5 Productos de protección.

39.5.1 Productos de protección del hormigón.

En función de los principios y métodos identificados para el sistema de protección en el proyecto, los productos aplicados en el mismo deberán especificarse de acuerdo con las características definidas en la tabla 1 de la norma UNE-EN 1504-2.

Las impregnaciones hidrófobas deberán tener marcado CE conforme a la norma UNE-EN 1504-2; y en su Declaración de Prestaciones se deberán cumplir todos los requisitos esenciales indicados para este tipo de productos en el anexo ZA de la citada norma. Las Clases indicadas en la norma para estos requisitos se elegirán de acuerdo a los siguientes criterios:

Tabla 39.5.1.a Criterios de selección de clase para impregnaciones hidrófobas

Tipo de ambiente (ver tabla 27.1.a)	Clase según profundidad de penetración medida de acuerdo a UNE-EN 1766	Clase según coeficiente de desecación de acuerdo a UNE-EN 13579
X0, XC1	Clase I: < 10 mm o Clase II: ≥ 10 mm	Clase I: < 10 mm o Clase II: ≥ 10 mm
XS1, XS2 y XS3 XD1, XD2 y XD3 XF1, XF2, XF3 y XF4 XC2, XC3 y XC4	Clase II: > 10 mm	Clase II: ≥ 10 mm

Este tipo de productos no es eficaz en condiciones de ataque químico (ambientes XA) ni de erosión (ambiente XM).

Las impregnaciones y revestimientos deberán tener marcado CE conforme a la norma UNE-EN 1504-2; y en función de su uso previsto, en su Declaración de Prestaciones se deberán cumplir todos los requisitos esenciales indicados para este tipo de productos en el anexo ZA de la citada norma. Las clases indicadas en la norma para estos requisitos se elegirán de acuerdo a los siguientes criterios:

a) Para el caso de impregnaciones o revestimientos se establecen los siguientes requisitos generales:

Tabla 39.5.1.b Criterios de selección de clase para impregnaciones y revestimientos

Característica	Método de ensayo	Requisitos en caso de revestimiento	Requisitos en caso de impregnación
Absorción capilar y permeabilidad al agua	UNE-EN 1062-3	w < 0,1 (kg /m ²) h ^{0,5}	w < 0,1 (kg /m ²)·h ^{0,5}
Adhesión por tracción directa	UNE-EN 1542	≥1,5 N/mm ² (sistemas flexibles) ≥2,0 N/mm ² (sistemas rígidos)	≥1,5 N/mm ²
Grado de penetración, en probetas cúbicas elaboradas según UNE-EN 1766, e impregnadas con el procedimiento del fabricante	Según UNE-EN 14630, pero sustituyendo la fenolftaleína por agua. La profundidad de la zona seca, con una precisión de 0,5 mm, se considerará la profundidad efectiva de impregnación	–	>10 mm (nota, UNE-EN 1504-2 exige ≥5mm)

A efectos de los requisitos de la tabla para la adhesión por tracción directa, se considera sistema de revestimiento flexible aquel que tiene una dureza Shore D<60 según UNE-EN ISO 868; y rígido el que supera ese valor.

b) En cuanto a la resistencia al impacto de acuerdo a la norma UNE-EN ISO 6272-1, se elegirán las clases de acuerdo a las condiciones particulares del proyecto.

c) En el caso de que pueda existir cualquier tráfico de vehículos o personas sobre la superficie del hormigón, la resistencia al deslizamiento según UNE-EN 13036-4 será la que exija la reglamentación específica.

d) En cuanto a la permeabilidad al vapor de agua para impregnaciones (según UNE-EN ISO 7783), se elegirán las clases de acuerdo a qué parte de la estructura tiene mayor humedad relativa, según los siguientes requisitos:

Tabla 39.5.1.c Criterios de selección de clase para impregnaciones

Tipo de estructuras	Clase de impregnación
Estructuras en las que el interior del hormigón tendrá mayor humedad relativa que el exterior.	Clase I: $s_D < 5 \text{ m}$ (permeable al vapor de agua).
Estructuras en las que el interior del hormigón tendrá una humedad relativa similar al exterior.	Clase II: $5 \text{ m} \leq s_D \leq 50 \text{ m}$.
Estructuras en las que el interior del hormigón tendrá menor humedad relativa que el exterior.	Clase III: $s_D > 50 \text{ m}$ (impermeable al vapor de agua).

Donde s_D es el espesor de la capa equivalente a la difusión del vapor de agua medida en el ensayo definido en la norma UNE-EN ISO 7783.

Dependiendo de su funcionalidad y uso, pueden precisarse requisitos adicionales. El autor del proyecto debe decidir si son relevantes en su obra en particular e incluirlos dentro de las especificaciones del proyecto.

En el caso de superficies sometidas a abrasión (pavimentos industriales, canales, etc.) las impregnaciones y revestimientos deberán cumplir los requisitos indicados en la tabla siguiente:

Tabla 39.5.1.d Requisitos para impregnaciones y revestimientos en superficies sometidas a abrasión

Característica	Método de ensayo	Requisitos en caso de revestimiento	Requisitos en caso de impregnación
Resistencia a la abrasión.	UNE-EN ISO 5470-1.	Pérdida de peso inferior a 3000 mg, con muela abrasiva tipo H22, de 1.000 ciclos de rotación y 1.000 g de carga.	Al menos 30% de aumento de la resistencia a la abrasión comparada con muestra no impregnada.
Resistencia al impacto	UNE-EN ISO 6272-1	Clase III > 20 Nm	Clase III > 20 Nm

39.5.2 Productos de protección de las armaduras.

En función de los principios y métodos identificados para el sistema de protección en el proyecto, los productos aplicados en el mismo deberán especificarse de acuerdo con las características definidas en la tabla 1 de la norma UNE-EN 1504-7.

Estos productos deberán tener marcado CE conforme a la norma UNE-EN 1504-7; y en su Declaración de Prestaciones se deberán cumplir todos los requisitos esenciales indicados para este tipo de productos en el anexo ZA de la citada norma.

Además deberán ser compatibles, tanto química como mecánicamente, con los morteros de reparación que se coloquen posteriormente sobre ellos.

Artículo 40. Sistemas de reparación de estructuras de hormigón.

40.1 Generalidades.

Se entiende por sistemas de reparación de estructuras aquellos conjuntos de dos o más productos que, una vez que han sido convenientemente aplicados, permiten reparar los defectos de una parte o del total de la estructura existente; o habilitar una nueva vida útil de la misma, reponiendo la protección y las características mecánicas originales del elemento.

El pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto de reparación definirá los sistemas de reparación a utilizar y las especificaciones exigibles a cada uno de los productos que se deban emplear, así como los métodos para su aplicación.

40.2 Métodos de reparación.

La selección del método de reparación deberá tener en cuenta la necesidad de garantizar la compatibilidad de las propiedades físicas, químicas, electroquímicas y dimensionales entre el producto de reparación y el substrato de hormigón.

En función de la estrategia de reparación adoptada en el proyecto, el autor del mismo definirá los principios de actuación y métodos de reparación de conformidad con lo indicado en la tabla 40.2, buscando la compatibilidad con las condiciones del soporte existente, con las condiciones ambientales del entorno y con la funcionalidad de la estructura.

Tabla 40.2 Principios y métodos para los sistemas de reparación

Principios aplicables, de los referidos en UNE-EN 1504-9	Ejemplos de métodos basados en los principios
P1. Protección contra la penetración. Reducción o prevención de la entrada de agentes adversos como el agua, otros líquidos, vapor, gas, agentes químicos y biológicos.	Relleno de las fisuras. Sellado por inyección de resinas acuarreactivas. Sellado con masillas. Mineralizadores de base acuosa por cristalización capilar.
P3. Restauración del hormigón. Reparación de defectos, inyección de fisuras, reposición de partes dañadas, o habilitación de un nuevo periodo de vida útil (rehabilitación) reponiendo la protección y la resistencia mecánica originales del elemento.	Aplicación manual de mortero. Relleno con hormigón o mortero. Proyección de hormigón o mortero. Sustitución de elementos. Adición de mortero u hormigón. Inyección en las fisuras, huecos e intersticios. Relleno de las fisuras, huecos e intersticios.
P5. Incremento de la resistencia física. Incremento de la resistencia al ataque físico o mecánico.	Adición de mortero u hormigón.
P6. Resistencia a los productos químicos Incremento de la resistencia de la superficie del hormigón al deterioro por ataque químico.	Adición de mortero u hormigón.
P7. Preservación o restauración de la pasividad. Creación de condiciones para que las áreas potencialmente anódicas de la armadura hagan imposible una reacción de corrosión.	Aumento del recubrimiento con mortero u hormigón adicional. Sustitución del hormigón contaminado o carbonatado.

40.3 Sistemas de reparación.

El autor del proyecto de reparación podrá emplear, en función de la problemática existente, una de las siguientes alternativas:

- La sustitución de elementos de la estructura.
- El empleo de productos como los utilizados para la construcción de nuevas estructuras, en cuyo caso será de aplicación lo indicado en los Artículos 28 a 38 de este Código, salvo indicación contraria en el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto de reparación.
- El empleo de productos específicos para la reparación, de conformidad con lo indicado en la familia de normas UNE-EN 1504:
 - Relleno, sellado o inyección de fisuras, según UNE-EN 1504-5.
 - Adición de mortero u hormigón para el recrecido o reconstrucción de secciones, según UNE-EN 1504-3.

40.4 Productos de reparación.

En el caso de empleo de productos específicos para la reparación, dichos productos deberán especificarse en el proyecto de acuerdo con las características definidas para cada caso en la tabla 1 de la norma UNE-EN 1504-3 (morteros de reparación) o de la norma UNE-EN 1504-5 (productos de inyección), en función de los principios y métodos identificados para el sistema de reparación.

40.4.1 Morteros de reparación.

Los morteros que se utilicen para la reparación del hormigón deberán tener marcado CE conforme a la norma UNE-EN 1504-3, y en su Declaración de Prestaciones se deberán cumplir todos los requisitos esenciales indicados para este tipo de productos en el anexo ZA de la citada norma.

Se podrán utilizar morteros con cualquier tipo de ligante (de base cemento, orgánica o mixta), siempre y cuando cumplan los criterios y prestaciones indicados anteriormente.

Dentro de las clases incluidas en la tabla anteriormente indicada, solo podrán utilizarse morteros que cumplan las Clases R3 y R4 para reparación de hormigón estructural.

El criterio de elección entre las dos clases será la resistencia media del hormigón de la estructura a reparar, las condiciones de exposición y el tipo de solicitud, de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 40.4.1.a Clase de mortero de reparación según UNE-EN 1504-3 en función de la resistencia media del hormigón, las condiciones de exposición y el tipo de solicitud

Resistencia media del hormigón, condiciones de exposición y tipo de solicitud	Clase de mortero
Estructuras con hormigón de resistencia media inferior a 20 N/mm ² en ambientes X0 y XC1 sometidas a acciones eminentemente estáticas.	R3.
Estructuras con hormigón de resistencia media igual o superior a 20 N/mm ² en ambientes X0 y XC1.	R3 o R4, debiendo superar la resistencia media del hormigón a reparar.
Estructuras en ambientes distintos a X0 y XC1, o sometidas a acciones dinámicas.	R4.

En el caso de que pueda existir cualquier tráfico de vehículos o personas sobre la superficie del hormigón, la resistencia al deslizamiento según UNE-EN 13036-4 será la que exija la reglamentación específica.

40.4.2 Productos de inyección.

Los productos de inyección de fisuras para la reparación estructural del hormigón deben ser del tipo F (aptos para unirse al hormigón y transmitir esfuerzo a través de él) o tipo D (dúctiles, aptos para soportar un movimiento posterior). Estos productos deberán tener marcado CE conforme a la norma UNE-EN 1504-5; y en función del tipo que sean, en su Declaración de Prestaciones se deberán cumplir todos los requisitos esenciales indicados para ese tipo de productos en el anexo ZA de la citada norma.

Los productos tipo F deberán cumplir los requisitos de la tabla 3a de la norma UNE-EN 1504-5, y los tipo D los de la tabla 3b de dicha norma.

La elección del producto de inyección ha de hacerse en función de su inyectabilidad (para ello la norma UNE-EN 1504-5 establece los siguientes rangos: 0,1 mm - 0,2 mm - 0,3 mm - 0,5 mm - 0,8 mm) y de las condiciones en que son utilizables (temperatura, humedad, etc.). Esta información deberá venir indicada en el marcado CE del producto.

Se podrán utilizar productos con conglomerante polimérico (tipo P) o hidráulico (tipo H), según UNE-EN 1504-5.

Artículo 41. Sistemas de refuerzo de estructuras de hormigón.**41.1 Generalidades.**

Se considera que se refuerza una estructura cuando se actúa sobre ella para aumentar su capacidad portante porque esta es insuficiente para las acciones que se le exigen.

Se entiende por sistemas de refuerzo de estructuras aquellos conjuntos de dos o más productos que, una vez que han sido convenientemente aplicados, permiten reforzar un grupo de elementos o el total de la estructura ya construida, mejorando las prestaciones mecánicas originales.

El pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto de refuerzo definirá los sistemas de refuerzo a utilizar y las especificaciones exigibles a cada uno de los productos que se deban emplear, así como los métodos para su aplicación.

En general, para el refuerzo de las estructuras de hormigón, se podrán utilizar las siguientes alternativas:

- a) Recrecido, con hormigón o morteros, de secciones de la totalidad o de, al menos, una parte de los elementos estructurales existentes,
- b) refuerzo con elementos de acero estructural adheridos o no al hormigón, y
- c) refuerzo con materiales distintos del hormigón y del acero estructural. En este caso, se incluyen los materiales compuestos a los que se refiere el apartado 41.4.1,
- d) otras técnicas tales como disposición de estructuras auxiliares, modificación del esquema resistente a la estructura original, etc.

41.2 Métodos de refuerzo.

La selección del método de refuerzo deberá tener en cuenta la necesidad de garantizar la compatibilidad de las propiedades físicas, químicas, electroquímicas y dimensionales entre el refuerzo y el substrato de hormigón.

En función de la estrategia de refuerzo adoptada en el proyecto, el autor del mismo definirá los principios de actuación y métodos de refuerzo de conformidad con lo indicado en la tabla 41.2. Estos principios serán compatibles con las condiciones del soporte existente, con las condiciones ambientales del entorno y con la funcionalidad de la estructura.

Tabla 41.2 Principios y métodos para los sistemas de refuerzo

Principios aplicables, de los referidos en UNE-EN 1504-9	Ejemplos de métodos basados en los principios
P4. Refuerzo estructural. Incremento de la capacidad portante de un elemento de la estructura de hormigón.	Adición o sustitución de barras de armadura embebidas o externas. Adición de armadura anclada en agujeros preformados o taladrados. Adhesión de elementos de acero estructural de refuerzo. Pretensado (postesado). Refuerzo con elementos de acero estructural no adheridos. Adhesión de polímeros reforzados con fibras (de fibra de carbono, fibra de vidrio, etc.). Recrcido de sección de base cemento.

41.3 Sistemas de refuerzo.

El autor del proyecto de refuerzo podrá emplear las siguientes alternativas:

- El empleo de productos como los utilizados para la construcción de nuevas estructuras, en cuyo caso será de aplicación lo indicado en los Artículos 28 a 39 de este Código, salvo indicación contraria en el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto de refuerzo.
- El empleo de productos específicos para el refuerzo, de conformidad con lo indicado en la familia de normas UNE-EN 1504.
- El empleo de materiales poliméricos reforzados con fibras (FRP).

La utilización de materiales no incluidos en los puntos anteriores deberá justificarse mediante la documentación técnica oportuna.

41.4 Productos de refuerzo.

En el caso de que así lo indique el proyecto de refuerzo en función del método elegido, el empleo de morteros, adhesivos, y productos para anclaje de armaduras de acero deberán especificarse de acuerdo con las características definidas en la tabla 1 de las normas UNE-EN 1504-3, UNE-EN 1504-4, o UNE-EN 1504-6 respectivamente.

Los morteros de refuerzo deberán cumplir las especificaciones del apartado 40.4.1.

41.4.1 Polímeros reforzados con fibras.

Los polímeros reforzados con fibras son materiales compuestos formados por una mezcla de una matriz polimérica y un refuerzo formado por fibras, con una proporción que asegure unas propiedades mecánicas adecuada del material resultante.

Existen varios tipos y su clasificación depende tanto del tipo y origen de la fibra como del proceso de fabricación. Desde el punto de vista de la naturaleza de las fibras de refuerzo este Código contempla:

- Fibras de vidrio (GFRP).
- Fibras de carbono (CFRP).
- Fibras de aramida (AFRP).

Entre los productos de polímeros reforzados con fibras para el refuerzo de estructuras cabe distinguir entre:

- Tejido, que es una capa textil formada por fibras continuas entrelazadas. En aplicaciones estructurales usualmente hay una familia principal de fibras longitudinales, entrelazadas transversalmente con otra familia secundaria de fibras.
- Laminado pultruido, que es una banda endurecida laminada longitudinalmente con las fibras orientadas en ese mismo sentido.

El volumen de la fracción de fibras en los materiales compuestos habitualmente está comprendido entre:

- el 50 % y el 70 % en el caso de laminados preformados, y
- entre el 25 % y el 35 % para el caso de uso de tejidos.

41.4.1.1 Matrices.

La matriz tiene como función proteger las fibras de la abrasión o la corrosión ambiental, unir las fibras, y distribuir las cargas a las propias fibras. La matriz influye en varias propiedades mecánicas, tales como el módulo de deformación y la resistencia en la dirección normal a las fibras, la capacidad resistente a cortante y la capacidad resistente a compresión.

El autor del proyecto, en función de las características específicas del mismo deberá tener en cuenta: su resistencia, sus propiedades adhesivas, resistencia a la fatiga, resistencia química, su retracción y su módulo de deformación.

41.4.1.2 Fibras.

Las fibras presentan unas condiciones de resistencia y rigidez diferentes en función de la relación entre la longitud del elemento y su diámetro. Las fibras para los materiales empleados en el refuerzo estructural habitualmente tienen unos diámetros comprendidos entre 5 y 20 µm, pudiendo disponerse como elementos de refuerzo uni o bidireccionales.

El fabricante garantizará el comportamiento de su producto, en función de las características de las fibras que utilice para su producción.

41.4.2 Adhesivos.

Se entiende por adhesivo el material de unión entre el paramento de hormigón en el que se aplica el refuerzo y el elemento de refuerzo.

Los productos que se utilicen bien como adhesivos para el pegado estructural de elementos de refuerzo (como chapas metálicas o materiales compuestos), bien como adhesivos entre morteros u hormigones, deberán tener marcado CE conforme a la norma UNE-EN 1504-4; y en función de su uso previsto, en su Declaración de Prestaciones se deberán cumplir todos los requisitos esenciales indicados para ese tipo de productos en el anexo ZA de la citada norma.

Los adhesivos han de disponer de marcado CE.

Los adhesivos deberán cumplir los siguientes requisitos:

- capacidad de unión al elemento estructural,
- capacidad de sellado del substrato,
- no provocar pérdida de la matriz,
- capacidad tixotrópica que permita alcanzar una planeidad continua entre el soporte y el refuerzo.

Las fichas técnicas de materiales compuestos deberán establecer las propiedades del adhesivo a utilizar en función de las características de la estructura a reforzar.

Artículo 42. *Morteros para juntas húmedas entre elementos prefabricados de hormigón, con función estructural.*

42.1 Tipos de mortero.

Los tipos de mortero para juntas húmedas estructurales entre elementos prefabricados de hormigón pueden ser:

- De base cemento: Mortero monocomponente a base de cemento, con posibles adiciones (humo de sílice, resinas sintéticas, partículas metálicas, etc.).

Son los de uso más frecuente. Se obtienen por amasado de mortero seco (con o sin árido fino, suministrado normalmente en sacos) con una cierta cantidad de agua, cuantificada por el fabricante del mortero.

– De base mixta: Mortero de 1 o 2 componentes, a base de cemento y resinas. En el caso de mortero monocomponente debe amasarse el producto con agua para su utilización. En el caso de mortero bicomponente deben mezclarse ambos componentes sin adición de agua.

– De base orgánica: Mortero de dos o tres componentes a base de resinas epoxi, fundamentalmente. Aparte de su utilización en anclajes de todo tipo y su posible aplicación como capa fina entre elementos conjugados, se suelen utilizar en juntas húmedas de extensión reducida o en puntos localizados de la junta con una misión específica.

Con todos los tipos, para su elaboración y aplicación, se deben seguir las instrucciones del fabricante del mortero.

42.2 Propiedades del mortero.

Dependiendo de la función estructural que deba desarrollar la junta, el mortero de relleno deberá poseer unas propiedades determinadas:

- Resistencia a compresión.
- Resistencia a flexotracción.
- Ausencia de retracción.
- Homogeneidad y ausencia de grumos. La operación de amasado se prolongará hasta conseguir dicha homogeneidad. Dependiendo de la composición del mortero, la duración del amasado suele estar entre 2 y 5 minutos.

– Presencia limitada de burbujas. En juntas horizontales, o de pequeña inclinación, es importante que, tras su colocación rellenando la junta, el mortero no desprenda burbujas de aire (aire ocluido o aire incorporado en el amasado) que se acumulen en la superficie superior de la junta, entre el mortero y el elemento prefabricado superior. La superficie ocupada por estas burbujas impide el contacto mortero-prefabricado, pudiendo llegar a anular la transmisión del esfuerzo de compresión y rasante a través del mortero de la junta. Dependiendo de la importancia de estos esfuerzos se puede admitir un cierto porcentaje de la superficie ocupada por las burbujas.

– Fluidez, en su caso, que garantice el llenado completo de la junta. Debe tenerse en cuenta la geometría de la junta, su espesor, temperatura, relación agua/mortero seco, proceso de llenado, etc.

CAPÍTULO 9

Durabilidad de las estructuras de hormigón

Artículo 43. *Estrategia de durabilidad en los elementos de hormigón.*

Además de lo indicado en el artículo 11, el proyecto de los elementos de hormigón debe incluir las medidas necesarias para que se alcance la vida útil establecida por la propiedad, en función de las condiciones de agresividad ambiental a las que puedan estar sometidos. Para ello, el proyecto deberá incluir una estrategia de durabilidad de los elementos de hormigón según los criterios establecidos en este capítulo.

La agresividad a la que está sometida cada elemento de hormigón se identificará por el tipo de ambiente, de acuerdo con el apartado 27.1. En la memoria, se justificará la selección de las clases de exposición consideradas para la estructura. Asimismo, en los planos se reflejará el tipo de ambiente para el que se ha proyectado cada elemento.

En cualquier caso, el proyecto deberá definir formas y detalles estructurales que faciliten la evacuación del agua y sean eficaces frente a los posibles mecanismos de degradación del hormigón y corrosión del acero. Además, una buena calidad de la ejecución de la obra tiene una influencia decisiva para conseguir una estructura durable.

Las especificaciones relativas a la durabilidad deberán cumplirse en su totalidad durante la fase de ejecución. No se permite compensar los efectos derivados por el incumplimiento de alguna de ellas, salvo que se adopten las medidas adecuadas para corregirlo, a propuesta del constructor y previa autorización de la dirección facultativa.

En este artículo se recogen los criterios para el desarrollo de una estrategia de durabilidad en el proyecto de las estructuras de hormigón, que se desarrollará de acuerdo con las siguientes fases:

- identificación de la clase de exposición, según el apartado 27.1,
- selección de la forma estructural, según el apartado 43.1,
- prescripciones respecto a la calidad del hormigón, según el apartado 43.2,
- medidas específicas frente a la agresividad, según el apartado 43.3,
- medidas durante la fase de ejecución, según el apartado 43.4, y
- medidas durante la fase de uso, según el apartado 43.5.

43.1 Selección de la forma estructural.

En el proyecto se definirán los esquemas estructurales, las formas geométricas y los detalles que, siendo compatibles con su comportamiento mecánico, también lo sean con la consecución de una durabilidad adecuada de la estructura.

Se evitará el empleo de diseños estructurales que sean especialmente sensibles frente a la acción del agua y, en la medida de lo posible, se reducirá al mínimo el contacto directo entre ésta y el hormigón.

Además, se diseñarán los detalles de proyecto necesarios para facilitar la rápida evacuación del agua, previendo los sistemas adecuados para su conducción y drenaje

(imbornales, conducciones, etc.). Se deberán evitar cambios de planos de las superficies no horizontales que ralenticen la evacuación de agua.

Se evitará, en la medida de lo posible, la existencia de elementos de hormigón en contacto con aguas de escorrentía. Se dispondrán goterones para evitar que el agua discorra por las superficies verticales. En especial, se procurará evitar el paso de agua sobre las zonas de juntas y sellados.

Se deberán prever los sistemas adecuados para evitar la existencia de superficies sometidas a salpicaduras o encharcamiento de agua.

Cuando la estructura presente secciones con aligeramientos u oquedades internas, se procurará disponer los sistemas necesarios para su ventilación y drenaje. Se evitará especialmente la existencia de drenajes que puedan provocar contacto del elemento con agua con sales de deshielo.

Además, siempre que sea posible, el proyecto procurará minimizar el número de juntas y apoyos.

Salvo en obras de pequeña importancia, se deberá prever el acceso a todos los elementos de la estructura, estudiando la conveniencia de disponer sistemas específicos que faciliten la inspección y el mantenimiento durante la fase de servicio, de acuerdo con lo indicado en el capítulo 15 de este Código. En particular, se preverá los sistemas para la sustitución de aparatos de juntas y apoyos, en su caso.

43.2 Prescripciones respecto a la calidad del hormigón.

Una estrategia enfocada a la durabilidad de una estructura debe conseguir una calidad adecuada del hormigón, en especial en las zonas más superficiales donde se pueden producir los procesos de deterioro del hormigón y el acceso de los agentes agresivos para las armaduras.

Se entiende por un hormigón de calidad adecuada, aquel en cuya elaboración se hayan cumplido íntegramente las siguientes condiciones:

- Fabricación con materiales componentes adecuados que satisfagan lo indicado en el capítulo 9.
- Dosificación adecuada, según lo indicado en el punto 43.2.1, así como en el apartado 43.3.
 - Puesta en obra correcta, según lo indicado en el artículo 52.
 - Curado del hormigón, según lo indicado en el apartado 52.5.
 - Resistencia mecánica acorde con el comportamiento estructural esperado y congruente con los requisitos de durabilidad.
 - Prestaciones conformes con los requisitos del apartado 43.3.

Se cuidará especialmente la selección del tipo de cemento en función de la agresividad a la que vaya a estar sometido el elemento estructural.

43.2.1 Requisitos mínimos de dosificación del hormigón.

En función de la clase de exposición a la que vaya a estar sometido el elemento estructural, la dosificación del hormigón deberá cumplir los requisitos indicados en la tabla 43.2.1.a.

Tabla 43.2.1.a Contenido mínimo de cemento y máxima relación agua/cemento

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición																				
		XO	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	X32	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
Máxima relación agua/cemento.	Masa	0,60	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	0,55	0,50	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50
	Armado	0,60	0,60	0,60	0,55	0,55	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,55	0,50	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50
	Pretensado	0,60	0,60	0,60	0,55	0,55	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,45	0,50	0,50	0,50

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición																				
		XO	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	X32	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
Contenido mínimo de cemento (kg/m ³).	Masa	200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	275	300	275	300	275	300	325	300	300	300
	Armado	250	275	275	300	300	300	325	350	325	325	325	300	325	300	325	325	350	350	325	325	325
	Pretensado	275	300	300	300	300	300	325	350	325	325	325	300	325	300	325	325	350	350	325	325	325

Tabla 43.2.1.b Resistencia característica mínima esperada para el hormigón (*)

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición																				
		XO	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
Resistencia característica (N/mm ³).	Masa	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30	30	30	30	30	35	30	30	
	Armado	25	25	25	30	30	30	30	35	30	30	30	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	25	30	30	30	35	35	35	35	35	35	30	30	30	30	35	35	30	30	30

(*) Resistencia característica mínima alcanzable para un hormigón fabricado con cemento de categoría resistente 32,5 R con un contenido mínimo de cemento y máxima relación agua/cemento, conformes a lo indicado en la tabla 43.2.1a.

Cuando el elemento estructural esté expuesto a más de una clase de exposición, a los efectos de aplicar la tabla 43.2.1.a, se procederá fijando para cada parámetro el criterio más exigente de entre los establecidos para cada clase.

Cuando la resistencia especificada en la tipificación del hormigón sea inferior a la resistencia mínima esperada (tabla 43.2.1.b) asociada a la clase de exposición considerada, prevalecerá esta última en la prescripción del hormigón por ser los condicionantes de durabilidad más restrictivos que los de resistencia.

En el caso particular de que se utilicen adiciones en la fabricación del hormigón, se podrá tener en cuenta su empleo a los efectos del cálculo del contenido de cemento y de la relación agua/cemento. A tales efectos, en la tabla 43.2.1.a se sustituirá el contenido de cemento C (kg/m³) por C+KF, así como la relación A/C por A/(C+KF) siendo F (kg/m³) el contenido de adición y K el coeficiente de eficacia de la misma.

Cuando se usen cenizas volantes o humo de sílice como adición al hormigón, los contenidos de cemento no podrán ser inferiores a 200, 250 o 275 kg/m³, según se trate de hormigón en masa, armado o pretensado, respectivamente.

En el caso de las cenizas volantes, se tomará un valor de K no superior a 0,20 si se emplea un cemento CEM I 32,5, ni superior a 0,40 en el caso de cementos CEM I con otras categorías resistentes superiores. Para el humo de sílice, se tomará un valor de K no superior a 2, excepto en el caso de hormigones con relación agua/cemento mayor que 0,45 que vayan a estar sometidos a cualesquiera de las clases de exposición XF en cuyo caso para K se tomará un valor igual a 1. La dirección facultativa podrá admitir, bajo su responsabilidad, valores superiores del coeficiente de eficacia, pero no mayores de 0,65 para el caso de las cenizas volantes siempre que ello se deduzca como una estimación centrada en la mediana del valor característico real, definido como el cuantil del 5% de la distribución de valores de K. La estimación referida procederá de un estudio experimental que no solo tenga en cuenta la resistencia sino también el mecanismo de daño asociado al ambiente en el que va a estar ubicada la estructura.

Se debe tener en cuenta que los requisitos de máxima relación agua/cemento y contenido mínimo de cemento, recogidos en la tabla 43.2.1.a, condicionan unas características mecánicas mínimas en el hormigón. En este sentido, en la tabla 43.2.1.b se muestra, para cada clase de exposición, la resistencia característica mínima esperable de un hormigón fabricado con un cemento CEM I o CEM II de categoría resistente 32,5 R y áridos de una calidad normal.

43.3 Medidas frente a agresividades específicas.

43.3.1 Protección de las armaduras frente a la corrosión.

43.3.1.1 Criterios generales.

En el caso de elementos estructurales sometidos a cualquiera de las clases XC, XS o XD, el autor del proyecto deberá incluir medidas específicas frente a la corrosión de las armaduras que consistirán en:

- a) la adopción de los valores límites de dosificación del hormigón, de acuerdo con los criterios generales establecidos en el apartado 43.2.1,
- b) los valores de recubrimientos, obtenidos de acuerdo con lo indicado en el artículo 44,
- c) la adopción, en su caso, de medidas adicionales en el caso de armaduras activas, según, el apartado 43.3.1.2,
- d) el uso, en su caso, de sistemas de protección superficial, según el apartado 43.3.1.3,
- e) el uso, en su caso, de productos inhibidores de la corrosión, según el apartado 43.3.1.4,
- f) el uso, en su caso, de armaduras con comportamiento mejorado frente a la corrosión, según los apartados 43.3.1.5 y 43.3.1.6,
- g) el uso, en su caso, de sistemas de protección catódica, según el apartado 43.3.1.7.

43.3.1.2 Criterios adicionales de protección de las armaduras activas.

En el caso de estructuras pretensadas, se prohíbe el uso de cualquier sustancia que catalice la absorción del hidrógeno por el acero.

Se prohíbe la utilización de empalmes o sujetaciones con otros metales distintos del acero, así como la protección catódica.

Con carácter general, no se permitirá el uso de aceros protegidos por recubrimientos metálicos. La dirección facultativa podrá permitir su uso cuando exista un estudio experimental que avale su comportamiento como adecuado para el caso concreto de cada obra.

Asimismo, se adoptarán las precauciones necesarias para evitar que las armaduras activas, durante su almacenamiento, colocación, o después de colocadas en obra, experimenten daños, especialmente entalladuras o calentamientos locales, que puedan modificar sus características o dar lugar a que se inicie un proceso de corrosión.

43.3.1.3 Sistemas de protección superficial del hormigón.

El autor del proyecto podrá prescribir un sistema de protección superficial (conforme al apartado 39.4) enfocado a cualquiera de los siguientes métodos de actuación frente a la corrosión:

- a) impidiendo que se den las condiciones electroquímicas necesarias (presencia de oxígeno y agua), por lo que se impide el proceso corrosivo, o
- b) dificultando el ingreso de sustancia agresivas (anhídrido carbónico, iones cloruro, etc.) de forma que se ralentice el desarrollo de la corrosión.

El autor del proyecto podrá tener en cuenta el efecto del empleo de los sistemas adicionales de protección superficial, en términos de «espesor equivalente» de recubrimiento en función de la agresividad existente en cada caso.

La dirección facultativa valorará tanto el «espesor equivalente» como el efecto producido por el uso del sistema de protección superficial, a los que se refieren los párrafos anteriores, que además deberán estar garantizados por escrito por el fabricante, de acuerdo con los correspondientes estudios experimentales. Igualmente, el aplicador deberá garantizar que su aplicación ha sido conforme con las especificaciones del fabricante.

Los sistemas de protección superficial tienen normalmente vidas útiles inferiores a los de la estructura, por lo que se requiere incluir su reposición en el correspondiente plan de mantenimiento incluido en el proyecto.

43.3.1.4 Productos inhibidores de la corrosión.

El autor del proyecto podrá considerar el efecto positivo del uso de productos inhibidores de la corrosión, conformes con el apartado 39.5 de este Código.

La dirección facultativa valorará el efecto producido por el uso de productos inhibidores de la corrosión al que se refiere el párrafo anterior, que además deberán estar garantizados por escrito por el fabricante, de acuerdo con los correspondientes estudios experimentales. Igualmente, el aplicador deberá garantizar que su aplicación ha sido conforme con las especificaciones del fabricante.

El uso de inhibidores de corrosión añadidos a la masa del hormigón produce un incremento del contenido límite de cloruros que desencadena el inicio de la corrosión, que varía dependiendo del tipo de inhibidor.

Cuando el proyecto prescriba el uso de aditivos inhibidores de la corrosión incorporados a la masa del hormigón, para las clases de exposición XS o XD podrá disponer de unos recubrimientos mínimos inferiores a los indicados en la tabla 44.2.1.1.b, reducidos en no más de 10 mm. En este caso, será obligatorio justificar la reducción adoptada y contemplar las medidas necesarias para garantizar la eficacia del procedimiento y producto utilizados durante la totalidad de la vida útil de la estructura prevista en el proyecto.

43.3.1.5 Armaduras pasivas de acero inoxidable.

El autor del proyecto podrá considerar el uso de armaduras de acero inoxidable, que será conforme con el apartado 34.4 de este Código.

Cuando tanto la armadura transversal como la capa más exterior de la armadura longitudinal del elemento sean de acero inoxidable, el proyecto podrá considerar un valor límite de la anchura de fisura, $w_{\max} \leq 0,30$ mm, independientemente de la clase de exposición en la que esté ubicada el elemento.

El empleo de armaduras de acero inoxidable, conformes con la norma UNE-EN 10088-1, produce un incremento del contenido límite de cloruros a partir del que se inicia la corrosión, que depende del tipo de acero inoxidable.

Cuando el proyecto prescriba el uso de armaduras inoxidables, para las clases de exposición XS o XD podrá disponer de unos recubrimientos mínimos inferiores a los indicados en la tabla 44.2.1.1.b, sin que éstos puedan quedar por debajo de 30 mm. En este caso, será obligatorio justificar la reducción adoptada y contemplar las medidas necesarias para garantizar la eficacia del tipo de acero inoxidable utilizado durante la totalidad de la vida útil de la estructura prevista en el proyecto.

43.3.1.6 Armaduras galvanizadas en caliente.

El autor del proyecto podrá considerar el uso de armaduras galvanizadas en caliente, conformes con el apartado 39.4 de este Código.

Antes, del proceso de galvanizado, los productos de acero que se vayan a emplear deberán cumplir los requisitos mecánicos y de adherencia indicados en los apartados 34.2 y 34.3 para los productos de acero convencional. Despues del galvanizado, las armaduras galvanizadas deberán cumplir lo indicado en el artículo 35 para las armaduras pasivas de acero convencional. La temperatura de procesamiento de las armaduras durante el galvanizado no será en ningún caso superior a 465 °C.

El autor del proyecto podrá considerar las posibles ventajas derivadas del empleo de estas armaduras, siempre que el espesor garantizado de cinc no sea inferior a 70 µm, equivalente a 505 g/m².

El empleo de armaduras galvanizadas en caliente aumenta el valor del contenido límite de cloruros a partir del que se inicia la corrosión.

Para el contacto de este tipo de armaduras con las de acero convencional, se estará a lo dispuesto en el apartado 43.4.3.

No se admitirá el hormigonado del elemento cuando se detecte alguna ferralla elaborada o ferralla armada que presenten algún defecto superficial en su revestimiento galvanizado, hasta que éste no haya sido reparado.

En ningún caso, se podrán utilizar armaduras activas de acero galvanizado.

Cuando el proyecto prescriba el uso de armaduras galvanizadas, para las clases de exposición XS o XD podrá disponer de unos recubrimientos mínimos inferiores a los indicados en la tabla 44.2.1.1.b, reducidos en no más de 10 mm. En este caso, será obligatorio justificar la reducción adoptada y contemplar las medidas necesarias para garantizar la eficacia del procedimiento y producto utilizados durante la totalidad de la vida útil de la estructura prevista en el proyecto.

Adicionalmente, en este caso de contemplar reducciones a los recubrimientos indicados en la tabla 44.2.1.1.b, el tratamiento de galvanizado en caliente deberá efectuarse sobre la ferralla elaborada o, en su caso, sobre la ferralla armada, sin admitirse que tras su tratamiento se puedan realizar operaciones de corte, doblado o soldadura de las armaduras galvanizadas.

43.3.1.7 Sistemas de protección catódica.

En el caso de elementos de hormigón armado, el autor del proyecto podrá incluir en la estrategia de durabilidad un sistema de protección catódica, por cualquiera de los siguientes métodos:

- a) protección catódica por ánodos de sacrificio, o
- b) protección catódica por corriente impresa.

El proyecto deberá incluir una memoria específica en la que se justifique técnicamente las características del sistema a disponer.

Para la aplicación de este tipo de sistemas debe haber continuidad eléctrica de las armaduras para lo que se deberá garantizar el contacto entre las mismas, al menos en la zona del elemento estructural donde se requiere una especial protección. Dicha continuidad deberá ser comprobada antes y después del hormigonado al objeto de detectar posibles incidencias.

En cualquiera de los casos, todas las características del sistema, incluido el procedimiento para su instalación y el sistema de seguimiento y registro, deberán ser conformes con la norma UNE-EN ISO 12696.

Estos sistemas requieren de un mantenimiento específico que incluye, entre otros aspectos, la monitorización del sistema para controlar su efectividad a lo largo del tiempo. Estas operaciones deberán incluirse en el correspondiente plan de mantenimiento.

El sistema de protección catódica puede tener una vida útil inferior a la del elemento estructural, lo que deberá tenerse en cuenta en la estrategia de durabilidad y, en su caso, en el correspondiente plan de mantenimiento.

Cuando el proyecto prescriba el uso de sistemas de protección catódica, podrá disponer de unos recubrimientos mínimos reducidos para las clases de exposición XS o XD, que se corresponderán con los indicados para la clase XC4.

43.3.2 Impermeabilidad del hormigón.

En el caso de elementos estructurales ubicados en ambientes muy agresivos (XS, XD, XF, XM o XA), el hormigón deberá presentar un comportamiento suficientemente impermeable, determinado según UNE-EN 12390-8 con las modificaciones y criterios para comprobar la conformidad del apartado 57.3.3, según los criterios recogidos en la tabla 43.2.2.

Tabla 43.3.2 Especificaciones de profundidad de penetración de agua máxima y media

Clase de exposición ambiental	Especificación para la profundidad máxima	Especificación para la profundidad media
XS1, XS2, XD1, XD2, XD3, XF1, XF2, XF3, XF4, XM, XA1 (cualquier caso).	≤ 50 mm	≤ 30 mm
XA2 (en el caso de elementos en masa o armados).		
XS3 y XA3 (cualquier caso).	≤ 30 mm	≤ 20 mm
XA2 (solo en el caso de elementos pretensados).		

43.3.3 Resistencia del hormigón frente al ataque por ciclos hielo-deshielo.

Cuando un hormigón esté sometido a una clase de exposición XF2 y XF4, se deberá introducir un contenido mínimo de aire ocluido del 4,5 %, determinado de acuerdo con la norma UNE-EN 12350-7.

43.3.4 Resistencia frente al ataque químico.

43.3.4.1 Resistencia del hormigón frente al ataque por sulfatos.

En el caso de elementos estructurales expuestos a ambientes con presencia de iones sulfato cuyos contenidos sean igual o mayor que 600 mg/l en el caso de aguas, o igual o mayor que 3.000 mg/kg, en el caso de suelos, el cemento deberá poseer la característica adicional de resistencia a los sulfatos, según la vigente instrucción para la recepción de cementos. Lo anterior no será de aplicación en el caso de que se trate de agua de mar o el contenido en cloruros sea superior a 5.000 mg/l, en que será de aplicación lo indicado en el apartado 44.3.4.2.

43.3.4.2 Resistencia frente al ataque por agua de mar.

En el caso de elementos de hormigón en masa en contacto con agua de mar, y por tanto sometidos a una clase de exposición XA2, y en el caso de elementos de hormigón armado o pretensado que vayan a estar sometidos a una clase de exposición XS2 o XS3, se utilizará un cemento con la característica adicional MR, SR o SRC, según la Instrucción para la recepción de cementos vigente.

43.3.4.3 Prevención de la reactividad álcali-árido.

Las reacciones álcali-árido se pueden producir cuando concurren simultáneamente la existencia de un ambiente húmedo, la presencia de un alto contenido de alcalinos en el hormigón y la utilización de áridos que contengan componentes susceptibles de ser atacados por los álcalis presentes en la mezcla del hormigón.

A los efectos de este artículo, se considera que el ambiente siempre puede ser húmedo, salvo en el caso de elementos estructurales situados en las clases de exposición X0, XC1 o XM, cuando estas están asociadas a un entorno permanentemente seco.

Para prevenir las reacciones álcali-árido, en la fabricación de elementos de hormigón que en sus condiciones de servicio puedan estar expuestos a un ambiente húmedo, se emplearán preferentemente áridos no reactivos, según el apartado 30.7.5.

En el caso de que no fuera viable la utilización de áridos no reactivos, la dirección facultativa, en el uso de sus atribuciones, podrá permitir la utilización de áridos potencialmente reactivos siempre y cuando se emplee uno o varios de los siguientes métodos para controlar sus efectos sobre el hormigón:

- Emplear cementos según la Instrucción para la Recepción de Cementos vigente, que contengan adiciones del tipo: escorias granuladas de horno alto, cenizas volantes silíceas, puzolanas naturales o humo de sílice.

- b) Incorporar adiciones de humo de sílice o cenizas volantes silíceas al hormigón en la proporción adecuada que permita mitigar el comportamiento expansivo ocasionado por las reacciones álcali-árido.
- c) Emplear cementos con un contenido de alcalinos, expresados como óxido de sodio equivalente ($0,658 \text{ K}_2\text{O} + \text{Na}_2\text{O}$), inferior al 0,60% del peso de cemento.

El empleo de cualquiera de las soluciones anteriormente mencionadas deberá estar respaldada por un estudio experimental que garantice un comportamiento satisfactorio para prevenir el desarrollo de las reacciones álcali-árido, que el fabricante del hormigón pondrá a disposición de la dirección facultativa.

43.3.5 Resistencia del hormigón frente al ataque por erosión.

Cuando un hormigón vaya a estar sometido a una clase de exposición XM1, XM2 o XM3, se adoptarán las siguientes medidas:

- Contenido mínimo de cemento y relación máxima agua/cemento, según la tabla 43.2.1.a.
- Resistencia mínima del hormigón de acuerdo con la tabla 43.2.1.b.
- El árido fino deberá ser de cuarzo o mayoritariamente de naturaleza cuarcítica, pudiendo emplearse otros áridos que tengan un comportamiento equivalente respecto a su desgaste.
- El árido grueso deberá tener un coeficiente de Los Ángeles inferior a 30.
- Contenido máximo de cemento, de acuerdo con la tabla 43.3.5.
- Curado prolongado, con duración, al menos, un 50% superior a la que se aplicará, a igualdad del resto de condiciones, a un hormigón no sometido a erosión.
- Los recubrimientos mínimos de la armadura deberá ser conforme con la tabla 44.5.

Tabla 43.3.5 Contenido máximo de cemento en clases de exposición XM

Tamaño máximo del árido, D (mm)	Contenido máximo de cemento (kg/m³)
10	400
20	375
40	350

43.3.6 Influencia de la fisuración en la durabilidad.

La durabilidad es, junto a consideraciones funcionales y de aspecto, uno de los criterios en los que se basa la necesidad de limitar la abertura de fisura. Los valores máximos a considerar, en función de la clase de exposición ambiental, serán los indicados en la tabla 27.2.

43.4 Medidas específicas para la fase de ejecución.

43.4.1 Recubrimiento nominal.

El recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos y estribos) y la superficie de hormigón más cercana. A los efectos de este Código, se define como recubrimiento mínimo de una armadura aquel que debe cumplirse en cualquier punto de la misma. Para garantizar estos valores mínimos, los planos de proyecto reflejarán los recubrimientos nominales de las armaduras, obtenidos de acuerdo con la siguiente expresión:

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}}$$

donde:

c_{non} : recubrimiento nominal, en mm.

c_{min} : recubrimiento mínimo, en mm, según los apartados 44.2.1, 44.3, 44.4 o 44.5.

Δc_{dev} : margen de recubrimiento, en función del nivel de control de ejecución, y cuyo valor será conforme a la tabla 43.4.1.

Tabla 43.4.1 Margen de recubrimiento en función del nivel de control de ejecución

Tipo de elemento	$\Delta c_{\text{dev}} [\text{mm}]$
Elementos prefabricados con nivel intenso de control en la instalación de prefabricación (en obra o ajena a la obra).	0
Elementos ejecutados <i>in situ</i> con nivel intenso de control de ejecución.	5
Otros casos.	10

El recubrimiento nominal determina el tamaño de los separadores a disponer en la armadura pasiva durante la fase de ejecución. Por su parte, los recubrimientos mínimos deben cumplirse en cualquier punto del elemento estructural y constituyen una referencia a comprobar durante el control de ejecución, de acuerdo con lo indicado en el artículo 66.

En algunos casos y en función del riesgo de incendio u otros criterios adicionales (ver apartado 44.5), puede ser necesario incrementar los valores considerados para el recubrimiento mínimo.

43.4.2 Separadores.

Los recubrimientos deberán garantizarse mediante la disposición de los correspondientes elementos separadores colocados en obra con las dimensiones de los recubrimientos nominales.

Estos calzos o separadores deberán disponerse de acuerdo con el apartado 49.8.2. Deberán estar constituidos por materiales resistentes a la alcalinidad del hormigón y no inducir corrosión de las armaduras. Deben ser al menos tan impermeables al agua como el hormigón y ser resistentes a los ataques químicos a que se puede ver sometido este.

Independientemente de que sean provisionales o definitivos, deberán ser de hormigón, mortero, plástico rígido o material similar y haber sido específicamente diseñados para este fin.

Si los separadores son de hormigón, este deberá ser, en cuanto a resistencia, permeabilidad, higroscopidad, dilatación térmica, etc., de una calidad comparable a la del utilizado en la construcción de la pieza. Análogamente, si son de mortero, su calidad deberá ser semejante a la del mortero contenido en el hormigón de la obra.

Cuando se utilicen separadores constituidos con material que no contenga cemento, aquellos deberán, para asegurar su buen enlace con el hormigón de la pieza, presentar orificios cuya sección total sea al menos equivalente al 25 % de la superficie total del separador.

Se prohíbe el empleo de madera así como el de cualquier material residual de construcción, aunque sea ladrillo u hormigón. En el caso de que puedan quedar vistos, se prohíbe asimismo el empleo de materiales metálicos. En cualquier caso, los materiales componentes de los separadores no deberán tener amianto.

43.4.3 Contacto entre armaduras de diferentes tipos.

En el caso de empleo de armaduras de acero inoxidable se permite que estén en contacto con acero convencional. Si se precisa realizar una soldadura entre el acero inoxidable y el acero al carbono, el material de aportación debe ser sobre-aleado, para garantizar unas adecuadas propiedades mecánicas y resistencia a la corrosión de la unión.

Cuando se usen armaduras galvanizadas se evitará cualquier contacto con otras de acero convencional, mediante el empleo de otros procedimientos como, por ejemplo, elementos de plástico expresamente fabricados para esta finalidad.

43.5 Medidas específicas para la fase de uso.

El proyecto deberá identificar todos los criterios que, derivados de la estrategia de durabilidad adoptada, deban ser tenidos en cuenta por la propiedad durante la fase de uso de la estructura. Dichos criterios deberán ser incorporados, en su caso, al plan y al programa de mantenimiento de acuerdo con lo indicado en el artículo 24.

Artículo 44. Consideraciones adicionales específicas en función de la clase de exposición.

44.1 Criterios generales.

El autor del proyecto definirá su estrategia de durabilidad mediante la comprobación de la durabilidad de los elementos, de acuerdo con los siguientes criterios:

- Para elementos estructurales sometidos a clases de exposición XC, XS o XD, como criterio general se comprobará que no se fisura el recubrimiento como consecuencia de la corrosión, según el apartado 44.2.
- Para elementos estructurales sometidos a clases de exposición XF, se comprobará que no hay daño por ciclos hielo/deshielo, según el apartado 44.3.
- Para elementos estructurales sometidos a clases de exposición XA, se comprobará que no hay daño por ataque químico al hormigón, según el apartado 44.4.
- Para elementos estructurales sometidos a clases de exposición XM, se comprobará que no hay daño por erosión del hormigón, según el apartado 44.5.

44.2 Clases de exposición X0, XC, XS y XD. Fisuración del recubrimiento debido a la corrosión de la armadura.

44.2.1 Espesores de recubrimiento.

44.2.1.1 Armaduras pasivas y armaduras activas pretesas.

Para cualquier clase de armaduras pasivas (incluso estribos) o armaduras activas pretesas, el recubrimiento mínimo debido a criterios de durabilidad no será, en ningún punto, inferior a los valores mínimos recogidos en las tablas 44.2.1.1.a y 44.2.1.1.b.

Tabla 44.2.1.1.a Recubrimientos mínimos (mm), c_{min} , para las clases de exposición relacionadas con la corrosión por carbonatación

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t_L), (años)	
			50	100
X0	Cualquiera.	$f_{ck} \geq 25$	15	25
XC1, XC2 o XC3	CEM I.	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón.	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm²]	Vida útil de proyecto (t_L), (años)	
			50	100
XC4	CEM I.	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón.	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Tabla 44.2.1.1.b Recubrimiento mínimo (mm), c_{min} , para las clases de exposición relacionadas con la corrosión por cloruros

Tipo de elemento	Cemento	Vida útil de proyecto (tg) (años)	Clase de exposición			
			XS1,	XS2	XS3	XD1, XD2, XD3
Hormigón armado.	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM II/B-V, CEM II/A-D u hormigón con adición de microsilice superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%.	50	25	30	45	35
		100	30	35	50	40
	CEM II/B-S, B-P.	50	30	35	65	40
		100	35	40	70	45
	Resto de cementos utilizables, según el artículo 28.	50	40	45	*	*
		100	65	*	*	*
Hormigón pretensado.	CEM II/A-D o bien CEM I con adición de humo de sílice superior al 6%.	50	30	35	50	40
		100	35	40	65	45
	Resto de cementos utilizables, según el artículo 28.	50	45	55	*	*
		100	*	*	*	*

* Estas situaciones obligan a unos recubrimientos excesivos, desaconsejables desde el punto de vista de la ejecución del elemento. En estos casos, se recomienda realizar un estudio específico para establecer el espesor de recubrimiento necesario en función de las condiciones de agresividad y la vida útil requerida.

Se entiende que los anteriores valores de recubrimiento mínimo por motivos de durabilidad, están asociados al cumplimiento simultáneo de las especificaciones mínimas de dosificación del hormigón contempladas en el apartado 43.2.1 para cada clase de exposición.

Además, el recubrimiento de las armaduras pasivas y de armaduras activas pretensadas, deberá cumplir las siguientes condiciones:

a) Cuando se trata de armaduras principales, el recubrimiento deberá ser igual o superior al diámetro de dicha barra (o diámetro equivalente si se trata de un grupo de barras) y a 0,80 veces el tamaño máximo del árido, salvo que la disposición de armaduras respecto a los paramentos dificulte el paso del hormigón, en cuyo caso se tomará 1,25 veces el tamaño máximo del árido, definido según el apartado 30.3.

b) El recubrimiento de las barras dobladas no será inferior a dos diámetros, medido en dirección perpendicular al plano de la curva.

c) En el caso de elementos (viguetas o placas) prefabricados en instalación industrial fija, para forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado, el proyectista podrá

contar, además del recubrimiento del hormigón, con el espesor de los revestimientos del forjado que sean compactos e impermeables y tengan carácter de definitivos y permanentes, al objeto de cumplir los requisitos del punto c) anterior. En estos casos, el recubrimiento real de hormigón no podrá ser nunca inferior a 15 mm.

d) Cuando se trate de superficies límites de hormigonado que en situación definitiva queden embebidas en la masa del hormigón, el recubrimiento no será menor que el diámetro de la barra o diámetro equivalente cuando se trate de grupo de barras, ni que 0,8 veces el tamaño máximo del árido.

Cuando por exigencias de cualquier tipo (durabilidad, protección frente a incendios o utilización de grupos de barras), el recubrimiento sea superior a 50 mm, deberá considerarse la posible conveniencia de colocar una malla de reparto que cumpla las siguientes condiciones:

- diámetro no superior a 12 mm,
- colocada en medio del espesor del recubrimiento en la zona de tracción y
- con una cuantía geométrica del 5 por mil del área del recubrimiento para barras o grupos de barras de diámetro (o diámetro equivalente).

En piezas hormigonadas contra el terreno, el recubrimiento mínimo será 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza, no rigiendo en este caso lo establecido en el párrafo anterior.

En función de la agresividad del ambiente, se valorará la conveniencia de que la malla sea de acero inoxidable o galvanizado, en cuyo caso, deberán cumplir lo indicado en los apartados 43.3.1.5 ó 43.3.1.6, respectivamente.

44.2.1.2 Armaduras activas postesas.

En el caso de las armaduras activas postesas, los recubrimientos mínimos en las direcciones horizontal y vertical (figura 44.2.1.2) serán por lo menos iguales al mayor de los límites siguientes, y no podrán ser nunca superiores a 80 mm:

- 40 mm,
- el mayor de los valores siguientes: la menor dimensión o la mitad de la mayor dimensión de la vaina o grupos de vainas en contacto.

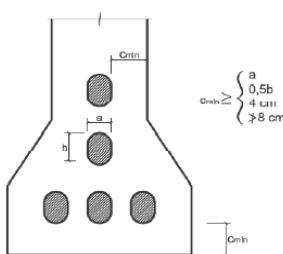


Figura 44.2.1.2

44.3 Clases de exposición XF. Ataque al hormigón por ciclos hielo/deshielo con sales fundentes o sin ellas.

El autor del proyecto podrá considerar comprobado el cumplimiento de las especificaciones relativas a este tipo de daño cuando se cumplan simultáneamente:

- los criterios mínimos de dosificación, según el apartado 43.2.1,
- los criterios de resistencia al hielo-deshielo del apartado 43.3.3, y
- los recubrimientos mínimos sean conformes con la tabla 44.3.

Tabla 44.3 Recubrimientos mínimos, c_{\min} , para las clases de exposición XF

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (tL), (años)	
			50	100
XF1, XF3	CEM III.	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cemento.	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	35
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
XF2, XF4	CEM II/A-D.	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	35
	CEM III.	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	*
		$f_{ck} \geq 40$	20	40
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón.	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	40
		$f_{ck} \geq 40$	10	20

* Estas situaciones obligarían a unos recubrimientos excesivos.

44.4 Clases de exposición XA. Ataque químico al hormigón.

El autor del proyecto podrá considerar comprobado el cumplimiento frente a este tipo de daño cuando se cumplan simultáneamente:

- los criterios mínimos de dosificación, según el apartado 43.2.1,
- los criterios específicos frente al ataque químico recogidos en el apartado 43.3.4, y
- los recubrimientos mínimos sean conformes con la tabla 44.4.

Tabla 44.4 Recubrimientos mínimos para las clases de exposición XA

Clase de exposición	Tipo de cemento	Vida útil de proyecto (tg), (años)	
		50	100
XA1	CEM III, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsílice superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%.	40	55
	Resto de cementos utilizables.	*	*
XA2, XA3	Cualquiera.	(1)	(1)

* Estas situaciones obligarían a unos recubrimientos excesivos.

(1) El Autor del proyecto deberá fijar estos valores de recubrimiento mínimo y, en su caso, medidas adicionales, al objeto de que se garantice adecuadamente la protección del hormigón y de las armaduras frente a la agresión química concreta de que se trate.

Adicionalmente, el autor del proyecto valorará el efecto que puede tener la adopción de medidas de control frente a la agresividad del ataque químico y que, en general, serán aquellas que impidan o ralenticen la reactividad química de los componentes del hormigón

44.5 Clases de exposición XM. Desgaste por erosión en el hormigón.

El autor del proyecto podrá considerar comprobado el cumplimiento frente a este tipo de daño cuando se cumplan simultáneamente:

- los criterios mínimos de dosificación, según el apartado 43.2.1,
- los criterios específicos frente al ataque por erosión recogidos en el apartado 43.3.5, y

– los recubrimientos mínimos sean los obtenidos de la aplicación del resto de criterios (mecánicos o de durabilidad) más un sobre-espesor de acuerdo con lo indicado en la siguiente tabla:

Tabla 44.5 Sobre-espesor del recubrimiento para las clases de exposición XM

Clase de exposición	Sobre-espesor del recubrimiento, en mm
XM1	5
XM2	10
XM3	15

CAPÍTULO 10

Estructuras de hormigón. Dimensionamiento y comprobación

Artículo 45. *Comprobación y dimensionamiento de las estructuras de hormigón.*

Para el análisis estructural, el dimensionamiento y la comprobación de las estructuras de hormigón, el autor del proyecto empleará el conjunto de principios y reglas establecidos en los Anejos 19 y 21.

Artículo 46. *Proyecto de estructuras de hormigón frente al fuego.*

En el caso de estructuras de hormigón que puedan estar sometidas a la acción del fuego, se estará a lo dispuesto en el Anejo 20.

Artículo 47. *Proyecto de estructuras de hormigón frente al sismo.*

En el caso de estructuras de hormigón que puedan estar sometidas a la acción del sismo, será de aplicación la correspondiente reglamentación específica.

CAPÍTULO 11

Ejecución de estructuras de hormigón

Artículo 48. *Procesos previos a la colocación de las armaduras.*

48.1 Replanteo de la estructura.

A medida que se desarrolla el proceso de ejecución de la estructura, el constructor velará para que los ejes de los elementos, las cotas y la geometría de las secciones de cada uno de los elementos estructurales, sean conformes con lo establecido en el proyecto, teniendo para ello en cuenta las tolerancias establecidas en el mismo o, en su defecto, en el Anejo 14 de este Código.

48.2 Cimbras y apuntalamientos.

Antes de su empleo en la obra, el constructor deberá disponer de un proyecto de la cimbra en el que, al menos, se contemplen los siguientes aspectos:

- justifique su seguridad, así como límite las deformaciones de la misma antes y después del hormigonado,
- contenga la memoria descriptiva de la cimbra incluyendo la descripción detallada de los elementos constituyentes de la misma con sus características y especificaciones generales sobre su montaje y su capacidad de carga hasta entregar las cargas resistidas

a otros elementos, distintos de la cimbra, en cuanto a su tipología y a sus elementos constituyentes, que transmitirán dichas cargas al suelo a través de zapatas o de otros elementos resistentes,

- contenga unos planos que definan completamente la cimbra y sus elementos, y
- contenga un pliego de prescripciones que indique las características que deben cumplir, en su caso, los perfiles metálicos, los tubos, las grapas, los elementos auxiliares y cualquier otro elemento que forme parte de la cimbra.

Además, el constructor deberá disponer de un procedimiento escrito para el montaje y desmontaje de la cimbra o apuntalamiento, en el que se especifiquen los requisitos para su manipulación, ajuste, contraflechas, carga, desenclavamiento y desmantelamiento. Se comprobará también que, en caso de que fuera preciso, existe un procedimiento escrito para la colocación del hormigón, de forma que se logre limitar las flechas y los asentamientos.

Además, la dirección facultativa dispondrá de un certificado, facilitado por el constructor y firmado por persona física, en el que se garantice que los elementos empleados realmente en la construcción de la cimbra cumplen las especificaciones definidas en el correspondiente pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto de dicha cimbra.

En el caso de hormigón pretensado, las cimbras deberán resistir adecuadamente la redistribución de cargas que se origina durante el tesado de las armaduras como consecuencia de la transferencia de los esfuerzos de pretensado al hormigón.

En el caso de estructuras de edificación, las cimbras se realizarán preferentemente, de acuerdo con lo indicado en la norma UNE-EN 12812, y los apuntalamientos, preferentemente, de acuerdo con lo indicado en las normas UNE-EN 1065, UNE-EN 16031 y UNE 180201, en sus respectivos ámbitos de aplicación. Se dispondrán durmientes de reparto para el apoyo de los puentes, cuando se transmita carga al terreno o a forjados aligerados y en el caso de que dichos durmientes descansen directamente sobre el terreno, habrá que cerciorarse de que no puedan asentar en él. Las cimbras deberán estabilizarse en las dos direcciones para que el apuntalamiento sea capaz de resistir los esfuerzos horizontales que pueden producirse durante la ejecución de los forjados, para lo que podrán emplearse cualquiera de los siguientes procedimientos:

- arriostramiento de los puentes en ambas direcciones, por ejemplo con tubos o abrazaderas, de forma que el apuntalamiento sea capaz de resistir los mencionados esfuerzos horizontales y, al menos, el 2 % de las cargas verticales soportadas contando entre ellas la sobrecarga de construcción, o el 1 % de dichas cargas si el sistema de elementos sustentantes empleado está en posesión de un distintivo oficialmente reconocido,
- transmisión de los esfuerzos a pilares o muros, en cuyo caso deberá comprobarse que dichos elementos tienen la capacidad resistente y rigidez suficientes, o
- disposición de torres de cimbra en ambas direcciones a las distancias adecuadas.

Cuando los forjados tengan un peso propio mayor que 5 kN/m² o cuando la altura de los puentes sea mayor que 3,5 m, el constructor deberá disponer de un estudio detallado del sistema de apuntalamiento, que deberá ser aprobado por la dirección facultativa.

Para los forjados, las sopandas se colocarán a las distancias indicadas en los planos de ejecución del forjado.

En los forjados de viguetas armadas se colocarán los apuntalamientos nivelados con los apoyos y sobre ellos se colocarán las viguetas. En los forjados de viguetas pretensadas se colocarán las viguetas ajustando a continuación los apuntalamientos. Los puentes deberán poder transmitir la fuerza que reciban y, finalmente, permitir el desapuntalamiento con facilidad.

En el caso de puentes, deberá asegurarse que las deformaciones de la cimbra durante el proceso de hormigonado no afecten de forma negativa a otras partes de la estructura ejecutadas previamente.

48.3 Encofrados y moldes.

Los encofrados y moldes deberán ser capaces de resistir las acciones a las que van a estar sometidos durante el proceso de construcción y tener la rigidez suficiente para asegurar que se van a satisfacer las tolerancias especificadas en el proyecto. Además, deberán poder retirarse sin causar sacudidas anormales ni daños en el hormigón.

Se realizarán, preferentemente, conforme a la norma UNE 180201.

Con carácter general, deberán presentar al menos las siguientes características:

- estanqueidad suficiente de las juntas entre los paneles de encofrado o en los moldes, previendo que las posibles fugas de lechada por las mismas no comprometan el acabado previsto para el elemento ni su durabilidad;
- resistencia adecuada a las presiones del hormigón fresco y a los efectos del método de compactación;
- alineación y en su caso, verticalidad de los paneles de encofrado, prestando especial interés a la continuidad en la verticalidad de los pilares en su cruce con los forjados en el caso de estructuras de edificación;
- mantenimiento de la geometría de los paneles de moldes y encofrados, con ausencia de abolladuras fuera de las tolerancias establecidas en el proyecto o, en su defecto, por este Código;
- limpieza de la cara interior de los moldes, evitándose la existencia de cualquier tipo de residuo propio de las labores de montaje de las armaduras, tales como restos de alambre, recortes, casquillos, etc.;
- mantenimiento, en su caso, de las características que permitan texturas específicas en el acabado del hormigón, como por ejemplo, bajorrelieves, impresiones, etc.

Cuando sea necesario el uso de encofrados dobles o encofrados contra el terreno natural, como por ejemplo, en tableros de puente de sección cajón, cubiertas laminares, etc. deberá garantizarse la operatividad de las ventanas por las que esté previsto efectuar las operaciones posteriores de vertido y compactación del hormigón.

En el caso de elementos pretensados, los encofrados y moldes deberán permitir el correcto emplazamiento y alojamiento de las armaduras activas, sin merma de la necesaria estanqueidad.

En elementos de gran longitud, se adoptarán medidas específicas para evitar movimientos indeseados durante la fase de puesta en obra del hormigón.

La superficie encofrante que estará en contacto directo con el hormigón, tanto en los encofrados como en los moldes, deberá ser capaz de mantener las características necesarias para que los elementos de hormigón estructural reproduzcan adecuadamente la geometría prevista para ellos en el proyecto, así como para dotar a las caras vistas de dichos elementos de la textura y la uniformidad especificada, en su caso, en dicho proyecto.

En los encofrados susceptibles de movimiento durante la ejecución, como por ejemplo, en encofrados trepantes o encofrados deslizantes, la dirección facultativa podrá exigir que el constructor realice una prueba en obra sobre un prototipo, previa a su empleo real en la estructura, que permita evaluar el comportamiento durante la fase de ejecución. Dicho prototipo, a juicio de la dirección facultativa, podrá formar parte de una unidad de obra.

Los encofrados y moldes podrán ser de cualquier material que no perjudique a las propiedades del hormigón. Cuando sean de madera, deberán humedecerse previamente para evitar que absorban el agua contenida en el hormigón. Por otra parte, las piezas de madera se dispondrán de manera que se permita su libre entumecimiento, sin peligro de que se originen esfuerzos o deformaciones anormales. No podrán emplearse encofrados de aluminio, salvo que pueda facilitarse a la dirección facultativa un certificado, elaborado por una entidad de control y firmado por persona física, de que los paneles empleados han sido sometidos con anterioridad a un tratamiento de protección superficial que evite la reacción con los álcalis del cemento.

En todos los casos se realizará correctamente la unión de los elementos complementarios para la seguridad (tales como: barandillas de protección, dispositivos de anclaje para redes de seguridad, dispositivos de anclaje preparados para los equipos de protección individual y, en general, cualquier otro elemento destinado a dotar de seguridad al sistema de encofrado, diseñado y fabricado por el fabricante del mismo) a la estructura resistente del encofrado o molde y, en su caso, de las cimbras y apuntalamientos.

48.4 Productos desencofrantes.

Salvo indicación expresa de la dirección facultativa, el constructor podrá seleccionar los productos empleados para facilitar el desencofrado y el fabricante de elementos prefabricados los correspondientes al desmoldeo. Los productos serán de la naturaleza adecuada y deberán elegirse y aplicarse de manera que no sean perjudiciales para las propiedades o el aspecto del hormigón, que no afecten a las armaduras o los encofrados, y que no produzcan efectos perjudiciales para el medioambiente. No se permitirá la aplicación de gasóleo, grasa corriente o cualquier otro producto análogo.

Además, no deberán impedir la posterior aplicación de revestimientos superficiales, ni la posible ejecución de juntas de hormigonado.

Previamente a su aplicación, el constructor facilitará a la dirección facultativa un certificado, firmado por persona física, que refleje las características del producto desencofrante que se pretende emplear, así como sus posibles efectos sobre el hormigón.

Se aplicarán en capas continuas y uniformes sobre la superficie interna del encofrado o molde, debiéndose verter el hormigón dentro del período de tiempo en el que el producto sea efectivo según el certificado al que se refiere el párrafo anterior.

Artículo 49. Procesos de elaboración, armado y montaje de las armaduras pasivas.

A los efectos de este Código se define como:

– Ferralla: conjunto de los procesos de transformación del acero corrugado o grafilado, suministrado en barras o rollos, según el caso, que tienen por finalidad la elaboración de armaduras pasivas y que, por lo tanto, incluyen las operaciones de corte, doblado, soldadura, enderezado, etc.

– Armado: proceso por el que se proporciona la disposición geométrica definitiva a la ferralla, a partir de armaduras elaboradas o de mallas electrosoldadas.

– Montaje: proceso de colocación de la ferralla armada en el encofrado, conformando la armadura pasiva, para lo que deberá prestarse especial atención a la disposición de separadores y cumplimiento de las exigencias de recubrimientos del proyecto, así como lo establecido al efecto en este Código.

La ferralla armada, conforme con el apartado 35.3, podrá ser realizada, mediante la aplicación de los procesos a los que se refiere el apartado 49.3, tanto en una instalación de ferralla industrializada ajena a la obra, como directamente por el constructor en la propia obra.

Los productos de acero que se empleen para la elaboración de las armaduras pasivas deberán cumplir las exigencias establecidas para los mismos en el artículo 34. Asimismo, podrán también fabricarse armaduras, a partir de la transformación de mallas electrosoldadas, para lo que estas deberán ser conformes con lo establecido para las mismas en este Código.

49.1 Suministro de productos de acero para armaduras pasivas.

49.1.1 Suministro del acero.

Cada partida de acero se suministrará acompañado de la correspondiente hoja de suministro, que deberán incluir su designación y cuyo contenido mínimo deberá ser conforme con lo indicado en el Anejo 4.

En el caso de que el producto de acero corrugado sea suministrado en rollo o proceda de operaciones de enderezado previas a su suministro, deberá indicarse explícitamente en la correspondiente hoja de suministro.

En el caso de barras corrugadas en las que, dadas las características del acero, se precise de procedimientos especiales para el proceso de soldadura, adicionales o alternativos a los contemplados en este Código, el fabricante deberá indicarlos.

49.1.2 Suministro de las mallas electrosoldadas y armaduras básicas electrosoldadas en celosía.

Cada paquete de mallas electrosoldadas o armaduras básicas electrosoldadas en celosía debe llegar al punto de suministro (obra, taller de ferralla o almacén) con una hoja de suministro que incorpore, al menos, la información a la que se refiere el Anejo 4.

49.2 Instalaciones de ferralla.

49.2.1 Generalidades.

La elaboración de armaduras mediante procesos de ferralla requiere disponer de unas instalaciones que permitan desarrollar, al menos, las siguientes actividades:

- almacenamiento de los productos de acero empleados,
- proceso de enderezado, en el caso de emplearse acero corrugado suministrado en rollo,
- procesos de corte, doblado, soldadura y armado, según el caso.

Al objeto de garantizar la trazabilidad de los productos de acero empleados en las instalaciones industriales de ferralla ajenas a la obra, la dirección facultativa podrá recabar evidencias sobre la misma.

Además, la instalación de ferralla deberá tener implantado un sistema de control de la producción que incluya ensayos e inspecciones sobre las armaduras elaboradas y ferralla armada, de acuerdo con el apartado 49.2.4 para lo que deberá disponer de un laboratorio de autocontrol, propio o contratado.

En el caso de instalaciones de ferralla en obra, la recepción de los productos de acero será responsabilidad de la dirección facultativa y los ensayos correspondientes se efectuarán por el laboratorio de control de calidad.

49.2.2 Maquinaria.

En el caso de acero corrugado suministrado en rollo, el enderezado se efectuará con máquinas específicamente fabricadas para ello, y que permitan el desarrollo de procedimientos de enderezado de forma que no se alteren las características mecánicas y geométricas del material hasta provocar el incumplimiento de las exigencias establecidas por este Código. No podrán emplearse máquinas dobladoras para efectuar el enderezado.

Las operaciones de corte podrán realizarse mediante cizallas manuales o máquinas automáticas de corte. En este último caso, debe ser posible la programación de la máquina para adaptarse a las dimensiones establecidas en el correspondiente proyecto. No podrán utilizarse otros equipos que puedan provocar alteración relevante de las propiedades físico-metalúrgicas del material como por ejemplo, el corte con sopletes.

El doblado se efectuará mediante máquinas dobladoras manuales o automatizadas, que tengan la suficiente versatilidad para emplear los mandriles que permitan cumplir los radios de doblado que establece este Código en función del diámetro de la armadura.

La soldadura se efectuará con cualquier equipo que permita la realización de la misma por arco manual, por arco con gas de protección o mediante soldadura eléctrica por puntos, de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 17660.

También se podrán emplear otras máquinas auxiliares para la elaboración de las armaduras como, por ejemplo, para la disposición automática de estribos.

49.2.3 Almacenamiento y gestión de los acopios.

Las instalaciones de ferralla dispondrán de áreas específicas para el almacenamiento de las partidas de productos de acero recibidos y de las remesas de armadura o ferralla fabricadas, a fin de evitar posibles deterioros o contaminaciones de las mismas, preferiblemente en zonas protegidas de la intemperie.

Se dispondrá de un sistema, preferentemente informatizado, para la gestión de los acopios que permita, en cualquier caso, conseguir la trazabilidad hasta el fabricante del acero empleado, para cualquiera de los procesos desarrollados en la instalación de ferralla.

49.2.4 Control de producción.

Las instalaciones industriales de ferralla ajenas a la obra deberán tener implantado un sistema de control de producción que contemple la totalidad de los procesos que se lleven a cabo. Dicho control de producción incluirá, al menos, los siguientes aspectos:

- a) control interno de cada uno de los procesos de ferralla,
- b) ensayos e inspecciones para el autocontrol de las armaduras elaboradas o, en su caso, de la ferralla armada,
- c) documento de autocontrol, en el que se recojan por escrito los tipos de comprobaciones, frecuencias de realización y los criterios de aceptación de la producción, y
- d) registro en el que se archiven y documenten todas las comprobaciones efectuadas en el control de producción.

El autocontrol de los procesos, al que se refiere el punto b), incluirá como mínimo las siguientes comprobaciones:

– Validación del proceso de enderezado, mediante la realización de ensayos de tracción determinando Rm, Re, Rm/Re, Re/Re nom, Agt y A5. Se efectuarán dos ensayos mensuales por cada máquina, sobre muestras tomadas antes y después del proceso.

En el caso de emplearse únicamente acero en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, dicha periodicidad, podrá ser de un único ensayo mensual. Se irán alternando consecutivamente los diámetros hasta ensayar la totalidad de los diámetros utilizados por cada máquina, debiéndose cumplir las especificaciones indicadas en el apartado 49.3.2. En el caso de las armaduras fabricadas con productos de acero tipo B500SD en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, que cumplan simultáneamente que la relación $R_m/Re \geq 1,13$ y que la transformación (diferencia entre antes de enderezado y después de enderezado) de la relación R_m/Re sea $\leq 0,02$, podrán comprobar según el criterio de Cosenza, que la ductilidad de dicho material es equivalente a la exigida para los productos de acero, para ello se realizará un ensayo de tracción al material enderezado y se comprobará el cumplimiento de la siguiente expresión:

$$A_{gt}^{0,75} \left(\frac{R_m}{R_e} - 1 \right)^{0,9} \geq 0,78$$

Además, se realizará una medición de altura de corruga o profundidad de grafila por cada máquina, sobre muestras tomadas antes y después del proceso. Estas comprobaciones deberán efectuarse diariamente y registrarse por cada máquina enderezadora en funcionamiento.

– Validación del proceso de corte, mediante la realización de determinaciones dimensionales sobre armaduras una vez cortadas. Se efectuará al menos una medida diaria, correspondiente a cada máquina, en el caso de tratarse de corte automático o para cada operador, en el caso de corte manual. Las medidas obtenidas deberán estar dentro de las tolerancias establecidas por el proyecto o, en su defecto, por este Código.

– Validación del proceso de doblado, efectuando al menos una medida diaria sobre cada máquina, mediante la aplicación de plantillas de doblado sobre las armaduras.

– Validación del proceso de soldadura, ya sea resistente o no resistente, mediante el cumplimiento de lo estipulado en cuanto a requisitos de calidad en el apartado 8 de las normas UNE-EN-ISO 17660-1 y UNE-EN-ISO 17660-2.

En el caso de que las armaduras se elaboren en la obra, el constructor deberá efectuar un autocontrol equivalente al definido anteriormente para las instalaciones industriales ajenas a la obra.

49.3 Criterios generales para los procesos de ferralla.

49.3.1 Despiece.

En el caso de las ferrallas elaboradas o, en su caso, de la ferralla armada conforme a lo indicado en el apartado 35.3, se prepararán unas planillas de despiece de armaduras de acuerdo con los planos del proyecto, firmadas por la persona física responsable del mismo en la instalación de ferralla, deberán reflejar la geometría y características específicas de cada una de las diferentes formas, con indicación de la cantidad total de armaduras iguales a fabricar, así como la identificación de los elementos a los que están destinadas.

En ningún caso, las formas de despiece podrán suponer una disminución de las secciones de armadura establecidas en el proyecto.

En el caso de que el proyecto defina una distribución de formas específica, el despiece desarrollado en la instalación de ferralla deberá respetarla, salvo que la dirección facultativa o, en su caso la entidad de control de calidad, autorice por escrito otra disposición alternativa de formas de armado.

En otros casos, la instalación de ferralla podrá definir el despiece que considere más adecuado, cumpliendo lo establecido en el proyecto. El despiece será presentado previamente a la dirección facultativa que, en su caso, podrá modificarlo en un plazo que se acordará al inicio de la obra y que se recomienda que no sea superior a una semana.

Debe evitarse el empleo simultáneo de aceros con diferente designación. No obstante, cuando no exista peligro de confusión, podrán utilizarse en un mismo elemento dos tipos diferentes de acero para las armaduras pasivas: uno para la armadura principal y otro para los estribos.

En el caso de vigas y elementos análogos sometidos a flexión, las barras que se dobrén deberán ir convenientemente envueltas por cercos o estribos en la zona del codo. Esta disposición es siempre recomendable, cualquiera que sea el elemento de que se trate. En estas zonas, cuando se dobrén simultáneamente muchas barras, resulta aconsejable aumentar el diámetro de los estribos o disminuir su separación.

49.3.2 Enderezado.

Cuando se utilicen productos de acero suministrados en rollo, deberá procederse a su enderezado al objeto de proporcionarle una alineación recta. Para ello, se emplearán máquinas fabricadas específicamente para este propósito y que cumplan lo indicado en el apartado 49.2.2.

Como consecuencia del proceso de enderezado, la máxima variación que se produzca para la deformación bajo carga máxima deberá ser inferior al 2,5 %. Considerando que los resultados pueden verse afectados por el método de preparación de la muestra para su ensayo, que deberá hacerse conforme a lo indicado en el Anejo 11, pueden aceptarse procesos que presenten variaciones de $\epsilon_{\text{máx}}$ que sean superiores al valor indicado en un 0,5 %, siempre que se cumplan los valores de especificación de la armadura recogidos en el artículo 35.

Además, la altura de corruga resultante después del proceso de enderezado, se mantendrá en el intervalo de 0.03d a 0.15d.

49.3.3 Corte.

Las barras, alambres y mallas empleados para la elaboración de las armaduras se cortarán ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto, mediante procedimientos manuales (cizalla, etc.) o maquinaria específica de corte automático.

El proceso de corte no deberá alterar las características geométricas o mecánicas de los productos de acero empleados.

49.3.4 Doblado.

Las armaduras pasivas se doblarán previamente a su colocación en los encofrados y ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. Esta operación se realizará a temperatura ambiente, mediante dobladoras mecánicas, con velocidad constante, y con la ayuda de mandriles, de modo que la curvatura sea constante en toda la zona. Excepcionalmente, en el caso de barras parcialmente hormigonadas, podrá admitirse el doblado en obra por procedimientos manuales.

No se admitirá el enderezamiento de codos, incluidos los de suministro, salvo cuando esta operación pueda realizarse sin daño, inmediato o futuro, para la barra correspondiente.

Asimismo, no debe doblarse un número elevado de barras en una misma sección de la pieza, con objeto de no crear una concentración de tensiones en el hormigón que pudiera llegar a ser peligrosa.

Si resultase imprescindible realizar desdoblados en obra, como por ejemplo en el caso de algunas armaduras en espera, éstos se realizarán de acuerdo con procesos o criterios de ejecución contrastados, debiéndose comprobar que no se han producido fisuras o fracturas en las mismas. En caso contrario, se procederá a la sustitución de los elementos dañados. Si la operación de desdoblado se realizase en caliente, deberá ser con un procedimiento aprobado por la dirección facultativa, adoptando adicionalmente las medidas adecuadas para no dañar el hormigón con las altas temperaturas.

El diámetro mínimo de doblado de una barra ha de ser tal que evite compresiones excesivas y hendimiento del hormigón en la zona de curvatura de la barra, debiendo evitarse fracturas en la misma originadas por dicha curvatura. Para ello, salvo indicación en contrario del proyecto, se realizará con mandriles de diámetro no inferior a los indicados en la tabla 49.3.4.

Tabla 49.3.4 Diámetro mínimo de los mandriles

Acero	Ganchos, patillas y gancho en U (ver figura 49.5.1.1)		Barras dobladas y otras barras curvadas	
	Diámetro de la barra en mm		Diámetro de la barra en mm	
	$\varnothing < 20$	$\varnothing \geq 20$	$\varnothing \leq 25$	$\varnothing > 25$
B 400 S B400SD	4 ø	7 ø	10 ø	12 ø
B 500 S B 500 SD	4 ø	7 ø	12 ø	14 ø

Los cercos o estribos de diámetro igual o inferior a 12 mm podrán doblarse con diámetros inferiores a los anteriormente indicados con tal de que ello no origine en dichos elementos un principio de fisuración. Para evitar esta fisuración, el diámetro empleado no deberá ser inferior a 3 veces el diámetro de la barra, ni a 3 centímetros.

En el caso de las mallas electrosoldadas rigen también las limitaciones anteriores siempre que el doblado se efectúe a una distancia igual o superior a cuatro diámetros contados a partir del nudo, o soldadura, más próximo. En caso contrario el diámetro mínimo de doblado no podrá ser inferior a 20 veces el diámetro de la armadura.

49.4 Armado de la ferralla.**49.4.1 Distancia entre barras de armaduras pasivas.**

El armado de la ferralla será conforme a las geometrías definidas para la misma en el proyecto, disponiendo armaduras que permitan un correcto hormigonado de la pieza de manera que todas las barras o grupos de barras queden perfectamente envueltas por el hormigón, y teniendo en cuenta, en su caso, las limitaciones que pueda imponer el empleo de vibradores internos.

Cuando las barras se coloquen en capas horizontales separadas, las barras de cada capa deberán situarse verticalmente una sobre otra, de manera que el espacio entre las columnas de barras resultantes permita el paso de un vibrador interno.

Las prescripciones que siguen son aplicables a las obras ordinarias hormigonadas in situ. Cuando se trate de obras provisionales, o en los casos especiales de ejecución (por ejemplo, elementos prefabricados), se podrá valorar, en función de las circunstancias que concurren en cada caso, la disminución de las distancias mínimas que se indican en los apartados siguientes previa justificación especial.

49.4.1.1 Barras aisladas.

La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas, salvo lo indicado en el apartado 49.4.1, será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes:

- 20 milímetros;
- el diámetro de la mayor;
- 1,25 veces el tamaño máximo del árido.

49.4.1.2 Grupos de barras.

Se llama grupo de barras a dos o más barras corrugadas puestas en contacto longitudinalmente.

Como norma general, se podrán colocar grupos de hasta tres barras como armadura principal. Cuando se trate de piezas comprimidas, hormigonadas en posición vertical, y cuyas dimensiones sean tales que no hagan necesario disponer empalmes en las armaduras, podrán colocarse grupos de hasta cuatro barras.

En los grupos de barras, para determinar las magnitudes de los recubrimientos y las distancias libres a las armaduras vecinas, se considerará como diámetro de cada grupo el de la sección circular de área equivalente a la suma de las áreas de las barras que lo constituyan. Los recubrimientos y distancias libres se medirán a partir del contorno real del grupo.

En los grupos, el número de barras y su diámetro serán tales que el diámetro equivalente del grupo, definido en la forma indicada en el párrafo anterior, no sea mayor que 50 mm, salvo en piezas comprimidas que se hormigonen en posición vertical en las que podrá elevarse a 70 mm la limitación anterior. En las zonas de solapo el número máximo de barras en contacto en la zona del empalme será de cuatro.

49.4.2 Operaciones de prearmado.

En ocasiones puede ser adecuado el uso de sistemas que faciliten el armado posterior de la ferralla, como por ejemplo, mediante la disposición adicional de barras o alambres auxiliares para posibilitar la disposición automática de estribos. En ningún caso dicho elementos adicionales (barras, alambres, etc.) podrán tenerse en cuenta como sección de armadura.

Además, dichos elementos adicionales deberán cumplir las especificaciones establecidas en este Código para los recubrimientos mínimos, al objeto de evitar posteriores problemas de corrosión de los propios elementos auxiliares.

49.4.3 Operaciones de armado.**49.4.3.1 Consideraciones generales sobre el armado.**

El armado de la ferralla puede realizarse en instalación industrial ajena a la obra o como parte del montaje de la armadura en la propia obra y se efectuará mediante procedimientos de atado con alambre o por aplicación de soldadura no resistente.

En cualquier caso, debe garantizarse el mantenimiento del armado durante las operaciones normales de su montaje en los encofrados así como durante el vertido y compactación del hormigón. En el caso de ferralla armada en una instalación ajena a la obra, deberá garantizarse también el mantenimiento de su armado durante su transporte hasta la obra.

El atado se realizará con alambre de acero mediante herramientas manuales o atadoras mecánicas. Tanto la soldadura no resistente, como el atado por alambre podrán efectuarse mediante uniones en cruz o por solape.

Con carácter general, las barras de la armadura principal deben pasar por el interior de la armadura de cortante, pudiendo adoptarse otras disposiciones cuando así se justifique convenientemente durante la fase de proyecto.

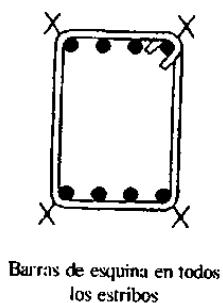
La disposición de los puntos de atado cumplirá las siguientes condiciones en función del tipo de elemento:

a) Losas y placas:

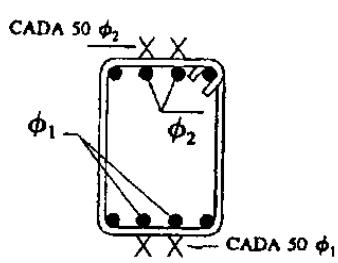
- se atarán todos los cruces de barras en el perímetro de la armadura;
- cuando las barras de la armadura principal tengan un diámetro no superior a 12 mm, se atarán en el resto del panel los cruces de barras de forma alternativa, al tresbolillo. Cuando dicho diámetro sea superior a 12 mm, los cruces atados no deberán distanciarse más de 50 veces el diámetro, disponiéndose uniformemente de forma aleatoria.

b) Pilares y vigas:

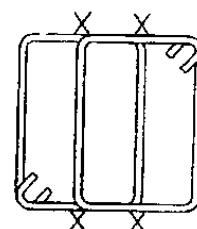
- se atarán todos los cruces de esquina de los estribos con la armadura principal;
- cuando se utilice malla electrosoldada doblada formando los estribos o armadura de pre-armado para la disposición automática de estribos, la armadura principal debe atarse en las esquinas a una distancia no superior a 50 veces el diámetro de la armadura principal;
- las barras de armadura principal que no estén ubicadas en las esquinas de los estribos, deben atarse a éstos a distancias no superiores a 50 veces el diámetro de la armadura principal;
- en el caso de estribos múltiples formados por otros estribos simples, deberán atarse entre sí.



Barras de esquina en todos los estribos



Restantes barras



Estribos múltiples

c) Muros:

- se atarán las barras en sus intersecciones de forma alternativa, al tresbolillo.

49.4.3.2 Consideraciones específicas sobre la soldadura no resistente.

La soldadura no resistente podrá efectuarse por alguno de los siguientes procedimientos:

- a) soldadura por arco manual con electrodo revestido,
- b) soldadura semiautomática por arco con protección gaseosa,
- c) soldadura por puntos mediante resistencia eléctrica.

Las características de los electrodos a emplear en los procedimientos a) y b), serán las indicadas en la norma UNE-EN ISO 17660-2. En cualquier caso, los parámetros del proceso deberán establecerse mediante la realización de ensayos previos, que garanticen la no afección de la soldadura a la barra de acero para armadura.

Al ser la soldadura, sea o no resistente, una operación delicada, los operarios que hayan de realizarla deberán acreditar previamente su aptitud, de acuerdo a lo indicado en el apartado 62.4.1.

Para realizar cualquier soldadura sobre una barra de acero para armadura, sea o no resistente, deberán tenerse en cuenta los siguientes criterios:

- las superficies a soldar deberán estar correctamente preparadas y libres de óxido, humedad, grasa o cualquier tipo de suciedad o material que pudiera afectar a la calidad de la soldadura,
- las barras a unir tendrán que encontrarse a una temperatura superior a 0°C en la zona de soldadura y deberán protegerse, en su caso, para evitar enfriamientos rápidos después de la soldadura, y
- no se realizarán soldaduras bajo condiciones climatológicas adversas tales como lluvia, nieve o con vientos intensos, si no se disponen pantallas, cubiertas o elementos de protección similares. Queda expresamente prohibida la soldadura de armaduras galvanizadas o con recubrimientos epoxídicos.

No podrá utilizarse soldadura no resistente en zonas de fuerte curvatura de las barras ni en zonas de tensiones elevadas, salvo que se cuente con la aprobación expresa del autor del proyecto o, en su defecto, de la dirección facultativa.

49.5 Criterios específicos para el anclaje y empalme de las armaduras.

Para certificar las características de adherencia de las barras de armado existen dos posibles vías, cada una de las cuales lleva asociada una metodología de cálculo de las longitudes de anclaje y empalme de las armaduras pasivas:

- Si las características de adherencia de la barra están certificadas a partir del ensayo de la viga, conforme a lo establecido en el apartado 34.2 de este Código, será de aplicación todo lo reseñado a continuación en los subapartados del presente apartado 49.5.
- Si las características de adherencia de las barras se comprueban a partir de la geometría de corrugas o grafilas, conforme a lo establecido en el apartado 34.2 de este Código, será de aplicación, en sustitución de lo reflejado en los subapartados del presente apartado 49.5, lo indicado en los apartados 8.4 a 8.9 del Anejo 19 de este Código.

49.5.1 Anclaje de las armaduras pasivas.

Se describe a continuación el procedimiento de cálculo de la longitud de anclaje para barras que estén en posesión de un certificado de adherencia a partir del ensayo de la viga, según el apartado 34.2. El método basado en la geometría de las corrugas se describe en los apartados 8.4 a 8.6 y 8.8 del Anejo 19.

49.5.1.1 Generalidades.

Las longitudes básicas de anclaje (l_b), definidas en el apartado 49.5.1.2, dependen, entre otros factores, de las propiedades de adherencia de las barras y de la posición que estas ocupan en la pieza de hormigón.

Atendiendo a la posición que ocupa la barra en la pieza, se distinguen los siguientes casos:

- Posición I, de adherencia buena, para las armaduras que durante el hormigonado forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45 ° y 90° o que en el caso de formar un ángulo inferior a 45 °, están situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia igual o mayor a 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado.
- Posición II, de adherencia deficiente, para las armaduras que, durante el hormigonado, no se encuentran en ninguno de los casos anteriores.

– En el caso de que puedan existir efectos dinámicos, las longitudes de anclaje indicadas en el apartado 49.5.1.2 se aumentarán en 10 ϕ .

La longitud neta de anclaje definida en los apartados 49.5.1.2 y 49.5.1.4 no podrá adoptar valores inferiores al mayor de los tres siguientes:

- 10 ϕ ;
- 150 mm;
- la tercera parte de la longitud básica de anclaje para barras traccionadas y los dos tercios de dicha longitud para barras comprimidas.

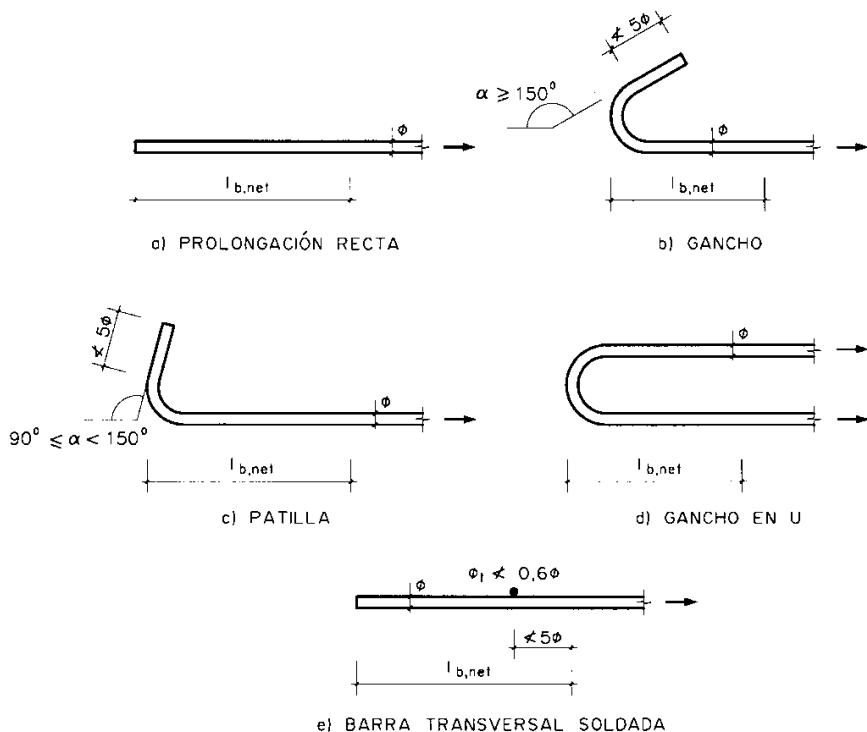


Figura 49.5.1.1 Procedimientos normalizados para los anclajes extremos de las barras

Los anclajes extremos de las barras podrán hacerse por los procedimientos normalizados indicados en la figura 49.5.1.1, o por cualquier otro procedimiento mecánico garantizado mediante ensayos, que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón sin peligro para éste.

Deberá continuarse hasta los apoyos al menos un tercio de la armadura necesaria para resistir el máximo momento positivo, en el caso de apoyos extremos de vigas; y al menos un cuarto en los intermedios. Esta armadura se prolongará a partir del eje del aparato de apoyo en una magnitud igual a la correspondiente longitud neta de anclaje.

49.5.1.2 Anclaje de barras corrugadas.

Este apartado se refiere a las barras corrugadas que cumplen con los requisitos reglamentarios que para ella se establecen en el artículo 34.

La longitud básica de anclaje en prolongación recta en posición I, es la necesaria para anclar una fuerza $A_s f_{yd}$ de una barra suponiendo una tensión de adherencia constante τ_{bd} , de tal manera que se satisfaga la siguiente ecuación de equilibrio:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bd}}$$

donde τ_{bd} depende de numerosos factores, entre ellos el diámetro de la armadura, las características resistentes del hormigón y de la propia longitud de anclaje.

La longitud básica de anclaje resultante, obtenida de forma simplificada es:

- Para barras en posición I:

$$l_{bl} = m \cdot \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \varnothing$$

- Para barras en posición II:

$$l_{bII} = 1,4 \cdot m \cdot \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{14} \varnothing$$

donde:

\varnothing Diámetro de la barra, en mm.

m Coeficiente numérico, con los valores indicados en la tabla 49.5.1.2.a en función del tipo de acero, obtenido a partir de los resultados experimentales realizados con motivo del ensayo de adherencia de las barras.

f_{yk} Límite elástico garantizado del acero, en N/mm².

l_{bl} y l_{bII} Longitudes básicas de anclaje en posiciones I y II, respectivamente, en mm.

Tabla 49.5.1.2.a Coeficiente numérico m , para determinar la longitud básica de anclaje

Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	m	
	B 400 S B400SD	B 500 S B 500SD
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
≥50	0,7	1,0

La longitud neta de anclaje se define como:

$$l_{b,neta} = l_b \beta \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \cong l_b \beta \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

donde:

β Factor de reducción definido en la tabla 49.5.1.2.b.

σ_{sd} Tensión de trabajo de la armadura que se desea anclar, en la hipótesis de carga más desfavorable, en la sección desde la que se determinará la longitud de anclaje.

A_s Armadura necesaria por cálculo en la sección a partir de la cual se ancla la armadura.

$A_{s,real}$ Armadura realmente existente en la sección a partir de la cual se ancla la armadura.

Tabla 49.5.1.2.b Valores de β

Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta.	- 1	1
Patilla, gancho y gancho en U.	0,7 (*)	1
Barra transversal soldada.	0,7	0,7

(*) Si el recubrimiento de hormigón perpendicular al plano de doblado es superior a $3 \varnothing$. En caso contrario $\beta = 1$.

En cualquier caso, $l_{b,\text{neto}}$ no será inferior al valor indicado en el apartado 49.5.1.1.

49.5.1.3 Reglas especiales para el caso de grupos de barras.

Siempre que sea posible, los anclajes de las barras de un grupo se harán por prolongación recta.

Cuando todas las barras del grupo dejan de ser necesarias en la misma sección, la longitud de anclaje de las barras será como mínimo:

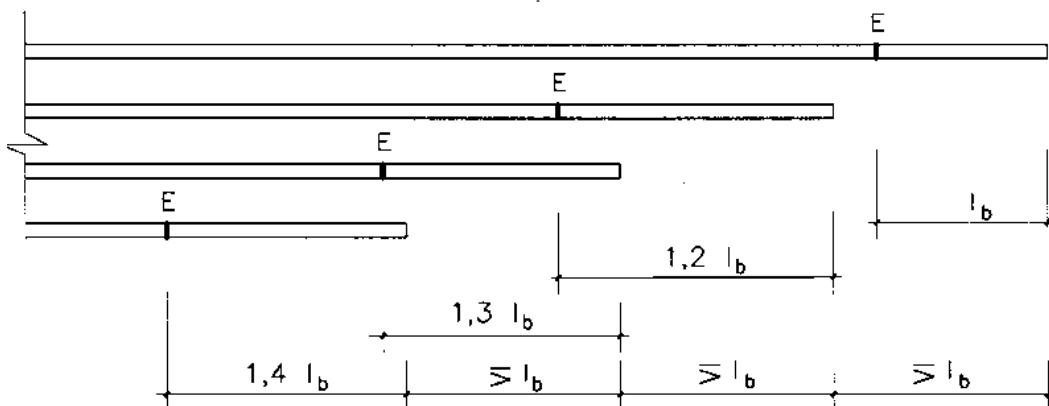
- 1,3 l_b para grupos de 2 barras;
- 1,4 l_b para grupos de 3 barras;
- 1,6 l_b para grupos de 4 barras;

siendo l_b la longitud de anclaje correspondiente a una barra aislada.

Cuando las barras del grupo dejan de ser necesarias en secciones diferentes, a cada barra se le dará la longitud de anclaje que le corresponda según el siguiente criterio:

- 1,2 l_b si va acompañada de 1 barra en la sección en que deja de ser necesaria;
- 1,3 l_b si va acompañada de 2 barras en la sección en que deja de ser necesaria;
- 1,4 l_b si va acompañada de 3 barras en la sección en que deja de ser necesaria;

teniendo en cuenta que, en ningún caso los extremos finales de las barras pueden distar entre sí menos de la longitud l_b (figura 49.5.1.2).



E: Sección en que deja de ser necesaria la barra

Figura 49.5.1.2 Longitud de anclaje

49.5.1.4 Anclaje de mallas electrosoldadas.

La longitud neta de anclaje de las mallas corrugadas se determinará de acuerdo con la fórmula:

$$l_{b,neta} = l_b \beta \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \cong l_b \beta \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

siendo l_b el valor indicado en las fórmulas dadas en el apartado 49.5.1.2.

Si en la zona de anclaje existe al menos una barra transversal soldada, la longitud neta de anclaje se reducirá en un 30 por 100.

En todo caso, la longitud neta de anclaje no será inferior a los valores mínimos indicados en el apartado 49.5.1.2.

49.5.2 Empalme de las armaduras pasivas.

Se aborda en este apartado el empalme de barras que estén en posesión de un certificado de adherencia a partir del ensayo de la viga, según el apartado 34.2. El método basado en la geometría de las corrugas se describe en los apartados 8.7 a 8.9 del Anejo 19.

49.5.2.1 Generalidades.

Los empalmes entre barras deben diseñarse de manera que la transmisión de fuerzas de una barra a la siguiente quede asegurada, sin que se produzcan desconchados o cualquier otro tipo de daño en el hormigón próximo a la zona de empalme.

No se dispondrán más que aquellos empalmes indicados en los planos y los que autorice la dirección facultativa. Se procurará que los empalmes queden alejados de las zonas en las que la armadura trabaje a su máxima carga.

Los empalmes podrán realizarse por solapo o por soldadura. Se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos efectuados demuestren que esas uniones poseen permanentemente una resistencia a la rotura no inferior a la de la menor de las 2 barras empalmadas, y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1 mm, para cargas de servicio (situación poco probable).

Como norma general, los empalmes de las distintas barras en tracción de una pieza, se distanciarán unos de otros de tal modo que sus centros queden separados, en la dirección de las armaduras, una longitud igual o mayor a l_b (figura 49.5.2.1).

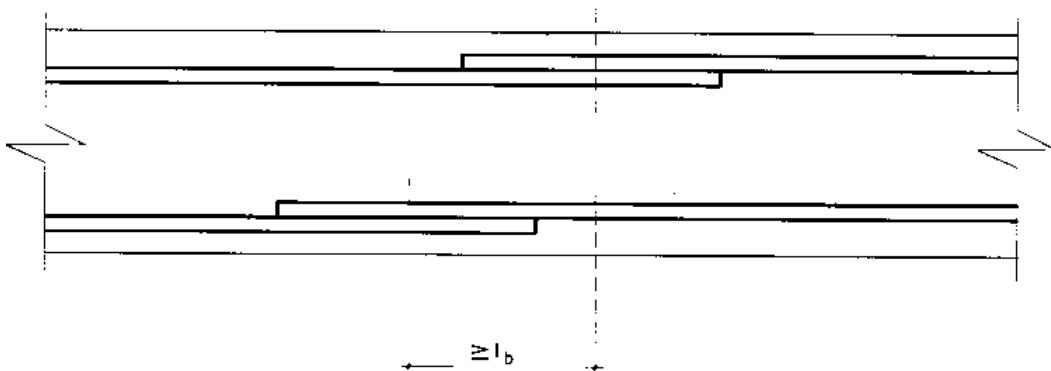


Figura 49.5.2.1 Empalmes de las distintas barras en tracción

49.5.2.2 Empalmes por solapo.

Este tipo de empalmes se realizará colocando las barras una al lado de otra, dejando una separación entre ellas de $4\varnothing$ como máximo. Para armaduras en tracción esta separación no será menor que la prescrita en el apartado 49.4.1.

La longitud de solapo será igual a:

$$l_s = \alpha l_{b,\text{neta}}$$

siendo $l_{b,\text{neta}}$ el valor de la longitud neta de anclaje definida en el apartado 49.5.1.2, y α el coeficiente definido en la tabla 49.5.2.2, función del porcentaje de armadura solapada en una sección respecto a la sección total de acero de esa misma sección, de la distancia transversal entre empalmes (según se define en la figura 49.5.2.2) y del tipo de esfuerzo de la barra.

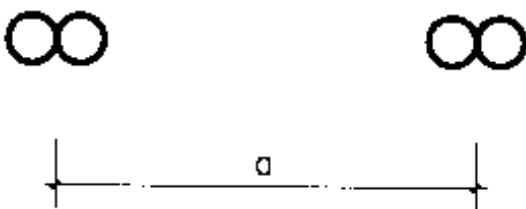


Figura 49.5.2.2 Distancia transversal entre empalmes

Tabla 49.5.2.2 Valores de α

Distancia entre los empalmes más próximos (figura 49.5.2.2)	Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	>50	
$a \leq 10 \varnothing$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10 \varnothing$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Para barras de diámetro mayor que 32 mm, solo se admitirán los empalmes por solapo si, en cada caso y mediante estudios especiales, se justifica satisfactoriamente su correcto comportamiento.

En la zona de solapo deberán disponerse armaduras transversales con sección igual o superior a la sección de la mayor barra solapada.

49.5.2.3 Empalmes por solapo de grupos de barras.

Para el empalme por solapo de un grupo de barras, se añadirá una barra suplementaria en toda la zona afectada por los empalmes de diámetro igual al mayor de las que forman el grupo. Cada barra se colocará enfrentada a tope a aquélla que va a empalmar. La separación entre los distintos empalmes y la prolongación de la barra suplementaria será de $1,2 l_b$ o $1,3 l_b$ según sean grupos de dos o tres barras (figura 49.5.2.3).

Se prohíbe el empalme por solapo en los grupos de cuatro barras.

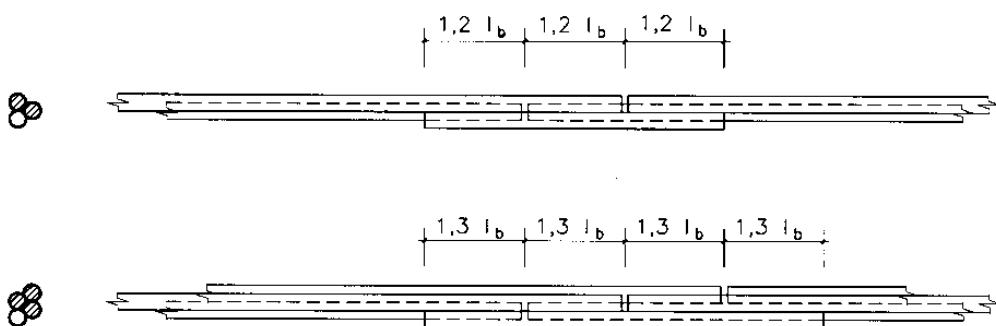


Figura 49.5.2.3 Empalmes por solapo de grupos de barras

49.5.2.4 Empalmes por solapo de mallas electrosoldadas.

Se consideran dos posiciones de solapo, según la disposición de las mallas: acopladas (figura 49.5.2.4.a) y superpuestas o en capas (figuras 49.5.2.4.b y 49.5.2.4.c).

a) Solapo de mallas acopladas:

La longitud del solapo será $\alpha l_{b,neta}$, siendo $l_{b,neta}$ el valor dado en el apartado 49.5.1.4 y α el coeficiente indicado en la tabla 49.5.2.2.

Para cargas predominantemente estáticas, se permite el solapo del 100 por 100 de la armadura en la misma sección. Para cargas dinámicas solo se permite el solapo del 100 por 100, si toda la armadura está dispuesta en una capa; y del 50 por 100 en caso contrario. En este último caso, los solapados se distanciarán entre sí la longitud $l_{b,neta}$.

b) Solapo de mallas superpuestas:

La longitud del solapo será de $1,7 l_b$ cuando la separación entre elementos solapados sea superior a $10\varnothing$, aumentando a $2,4 l_b$ cuando dicha separación sea inferior a $10\varnothing$.

En todos los casos, la longitud mínima del solapo no será inferior al mayor de los siguientes valores:

- a) $15\varnothing$.
- b) 200 mm.

Se procurará situar los solapados en zonas donde las tensiones de la armadura no superen el 80 por 100 de las máximas posibles. La proporción de elementos que pueden ser solapados será del 100 por 100 si se dispone una sola capa de mallas, y del 60 por 100 si se disponen varias capas. En este caso, la distancia mínima entre solapados deberá ser de $1,5l_b$. Con barras dobles de $\varnothing > 8,5$ mm, solo se permite solapar, como máximo, el 60 por 100 de la armadura.

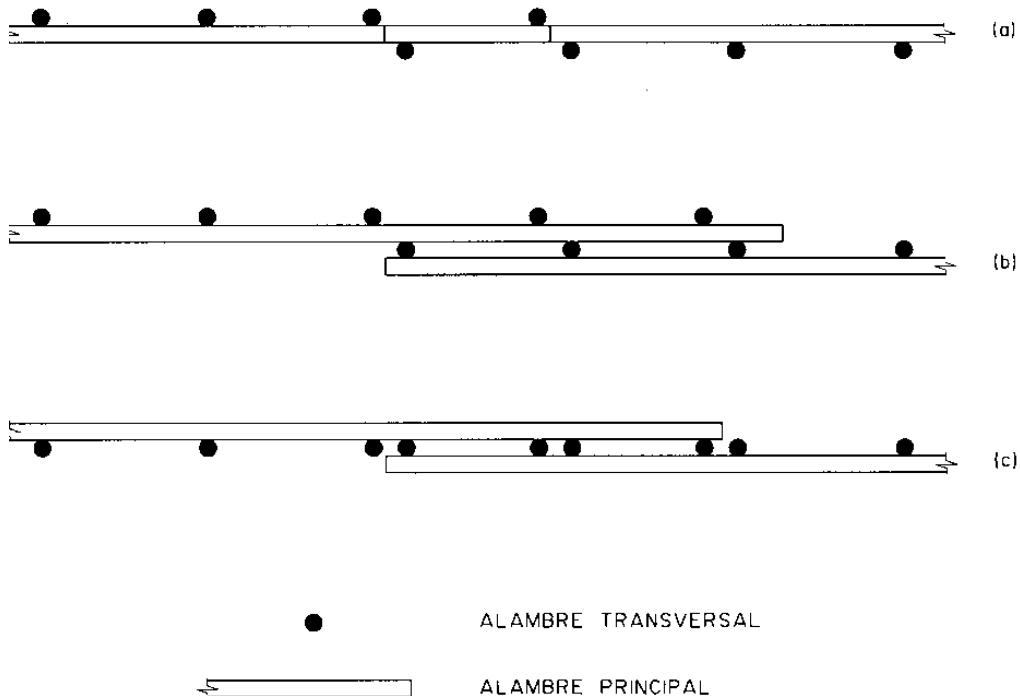


Figura 49.5.2.4 Posiciones de solapo según la disposición de las mallas

49.5.2.5 Empalmes por soldadura resistente.

Los empalmes por soldadura resistente deberán realizarse de acuerdo con los procedimientos de soldadura descritos en la norma UNE-EN ISO 17660-1, es decir:

- a) soldadura por arco manual con electrodo revestido,
- b) soldadura semiautomática por arco con protección gaseosa.

Las características geométricas de las uniones por solape quedan definidas en el apartado 6.3 de dicha norma UNE-EN ISO 17660-1. Los operarios que hayan de realizarlas deberán acreditar previamente su aptitud, de acuerdo a lo indicado en el apartado 62.4.1.

Serán de aplicación general los criterios indicados para la soldadura no resistente en el apartado 49.4.3.2., es decir:

- las superficies a soldar deberán estar correctamente preparadas y libres de óxido, humedad, grasa o cualquier tipo de suciedad o material que pudiera afectar a la calidad de la soldadura,
- las barras a unir tendrán que encontrarse a una temperatura superior a 0 °C en la zona de soldadura y deberán protegerse, en su caso, para evitar enfriamientos rápidos después de la soldadura, y
- no se realizarán soldaduras bajo condiciones climatológicas adversas tales como lluvia, nieve o con vientos intensos, si no se disponen pantallas, cubiertas o elementos de protección similares. Queda expresamente prohibida la soldadura de armaduras galvanizadas o con recubrimientos epoxídicos.

Adicionalmente, no podrán disponerse empalmes por soldadura en los tramos de fuerte curvatura del trazado de las armaduras.

Las soldaduras a tope de barras de distinto diámetro podrán realizarse siempre que la diferencia entre diámetros sea inferior a 3 milímetros.

49.5.2.6 Empalmes mecánicos.

Los empalmes realizados mediante dispositivos mecánicos de unión deberán realizarse de acuerdo con las especificaciones del proyecto y los procedimientos indicados por los fabricantes.

Los requisitos exigibles a estos tipos de unión tienen como objetivo garantizar que el comportamiento de la zona de empalme, tanto en servicio como en agotamiento, sea similar a la del que tendría aisladamente cada una de las barras unidas.

A este respecto se exige que los dispositivos de empalme:

- tengan, al menos, la misma capacidad resistente que la menor de las barras que se empalman,
- no presenten un desplazamiento relativo mayor que 0,1 mm bajo la tensión de servicio,
- unan barras del mismo diámetro o, en su defecto, de diámetros consecutivos en la serie de diámetros y siempre que la diferencia entre los diámetros de las barras empalmadas sea menor o igual que 5 mm,
- después de aplicar una tracción en las barras correspondiente al 60 % de la carga unitaria de rotura garantizada de la barra más fina, el alargamiento residual del dispositivo de empalme deberá ser menor o igual que 0,1 mm.

En este tipo de uniones no se exige añadir armadura transversal suplementaria ni aumentar los recubrimientos (aunque a estos últimos efectos se tomará como diámetro de la armadura el del empalme o manguito), ya que no se somete al hormigón a solicitudes adicionales. Por ello, se permite concentrar la totalidad de estos empalmes en una misma sección, siempre que no afecte a la colocación del hormigón.

49.6 Suministro de ferralla (elaborada y armada).

La ferralla elaborada y, en su caso, la ferralla armada, deberán suministrarse exentas de pintura, grasa o cualquier otra sustancia nociva que pueda afectar negativamente al acero, al hormigón o a la adherencia entre ambos.

Se suministrarán a la obra acompañadas de las correspondientes etiquetas que permitan la identificación inequívoca de la trazabilidad, de sus características y de la identificación del elemento al que están destinadas, de acuerdo con el despiece al que hace referencia el apartado 49.3.1.

Además, deberán ir acompañadas de la documentación a la que se hace referencia en el artículo 59 de este Código.

49.7 Transporte y almacenamiento.

Tanto durante su transporte como durante su almacenamiento las armaduras elaboradas, la ferralla armada o, en su caso, las barras o los rollos de acero corrugado, deberán protegerse adecuadamente contra la lluvia, la humedad del suelo y de la eventual agresividad de la atmósfera ambiente. Hasta el momento de su elaboración, armado o montaje se conservarán debidamente clasificadas para garantizar la necesaria trazabilidad.

49.8 Montaje de las armaduras.

49.8.1 Generalidades.

La ferralla armada se montará en obra exenta de pintura, grasa o cualquier otra sustancia nociva que pueda afectar negativamente al acero, al hormigón o a la adherencia entre ambos.

No deberá emplearse cualquier acero que presente picaduras o un nivel de oxidación excesivo que pueda afectar a sus condiciones de adherencia. Se comprobará que estas no se han visto significativamente alteradas. Para ello, se procederá a un cepillado mediante cepillo de púas de alambre y se comprobará que la pérdida de peso de la armadura no excede del 1% y que las condiciones de adherencia se encuentran dentro de los límites prescritos en el apartado 34.2.

Las armaduras se asegurarán en el interior de los encofrados o moldes contra todo tipo de desplazamiento, comprobándose su posición antes de proceder al hormigonado.

Los cercos de pilares o estribos de las vigas se sujetarán a las barras principales mediante simple atado u otro procedimiento idóneo, prohibiéndose expresamente la fijación mediante puntos de soldadura cuando la ferralla ya esté situada en el interior de los moldes o encofrados.

49.8.2 Disposición de separadores.

La posición especificada para las armaduras pasivas y, en especial, los recubrimientos nominales indicados en el apartado 43.4.1, deberán garantizarse mediante la disposición de los correspondientes elementos (separadores o calzos) colocados en obra. Estos elementos cumplirán lo dispuesto en el apartado 43.4.2, debiéndose disponer de acuerdo con las prescripciones de la tabla 49.8.2.

Tabla 49.8.2 Disposición de separadores

Elemento	Distancia máxima	
Elementos superficiales horizontales (losas, forjados, zapatas y losas de cimentación, etc.).	Emparrillado inferior.	50 ø ≤ 100 cm
	Emparrillado superior.	50 ø ≤ 50 cm

Elemento	Distancia máxima
Muros.	Cada emparrillado. 50 ø o 50 cm
	Separación entre emparrillados. 100 cm
Vigas ¹⁾ .	100 cm
Soportes ¹⁾ .	100 ø ≤ 200 cm

¹⁾ Se dispondrán, al menos, tres planos de separadores por vano, en el caso de las vigas, y por tramo, en el caso de los soportes, acoplados a los cercos o estribos.

ø Diámetro de la armadura a la que se acople el separador.

Artículo 50. *Procesos de colocación y tesado de las armaduras activas.*

50.1 Sistemas de aplicación del pretensado.

50.1.1 Generalidades.

Según su forma de colocación en las piezas, se distinguen tres tipos de armaduras activas:

- a) armaduras adherentes;
- b) armaduras en vainas o conductos inyectados adherentes;
- c) armaduras en vainas o conductos inyectados no adherentes.

A los efectos de este Código, se entiende por aplicación del pretensado al conjunto de procesos desarrollados durante la ejecución de la estructura con la finalidad de colocar y tesar las armaduras activas, independientemente de que se trate de armaduras pretesas o postesas.

No podrán utilizarse, en un mismo tendón, aceros de pretensado de diferentes características, a no ser que se demuestre que no existe riesgo alguno de corrosión electrolítica en tales aceros.

En el momento de su puesta en obra, las armaduras activas deberán estar bien limpias, sin trazas de óxido, grasa, aceite, pintura, polvo, tierra o cualquier otra materia perjudicial para su buena conservación o su adherencia. No presentarán indicios de corrosión, defectos superficiales aparentes, puntos de soldadura, pliegues o dobleces.

Se prohíbe el enderezamiento en obra de las armaduras activas.

50.1.2 Equipos para la aplicación del pretensado.

En el caso de la aplicación de armaduras activas postesas, los equipos y sistemas para su aplicación deberán disponer de marcado CE, en el ámbito del Reglamento (UE) N.º 305/2011, de 9 de marzo de 2011, de acuerdo con lo indicado en la correspondiente Evaluación Técnica Europea (ETE) que satisfaga los requisitos del Documento de Evaluación Europeo EAD 160004-00-301.

En el caso de armaduras pretesas ancladas por adherencia, el tesado deberá efectuarse en bancos específicos, mediante dispositivos debidamente experimentados y tarados.

50.2 Procesos previos al tesado de las armaduras activas.

50.2.1 Suministro y almacenamiento de elementos de pretensado.

50.2.1.1 Unidades de pretensado.

Los alambres se suministrarán en rollos cuyo diámetro interior no será inferior a 225 veces el del alambre y, al dejarlos libres en una superficie plana, presentarán una flecha no superior a 25 mm en una base de 1 m, en cualquier punto del alambre.

Los rollos suministrados no contendrán soldaduras realizadas después del tratamiento térmico anterior al trefilado.

Las barras se suministrarán en trozos rectos.

Los cordones de 2 o 3 alambres se suministrarán en rollos cuyo diámetro interior será igual o superior a 600 mm.

Los cordones de 7 alambres se suministrarán en rollos, bobinas o carretes que, salvo acuerdo en contrario, contendrán una sola longitud de fabricación de cordón; y el diámetro interior del rollo o del núcleo de la bobina o carrete no será inferior a 750 mm.

Los cordones presentarán una flecha no superior a 20 mm en una base de 1 m, en cualquier punto del cordón, al dejarlos libres en una superficie plana.

Las armaduras activas se suministrarán protegidas de la grasa, humedad, deterioro, contaminación, etc., asegurando que el medio de transporte tiene la caja limpia y el material está cubierto con lona.

Las unidades de pretensado, así como los sistemas para su aplicación deberán suministrarse a la obra acompañados de la documentación a la que hace referencia el apartado 61.4.

Para eliminar los riesgos de oxidación o corrosión, el almacenamiento de las unidades de pretensado se realizará en locales ventilados y al abrigo de la humedad del suelo y paredes. En el almacén se adoptarán las precauciones precisas para evitar que pueda ensuciarse el material o producirse cualquier deterioro de los aceros debido a ataque químico, operaciones de soldadura realizadas en las proximidades, etc.

Antes de almacenar las armaduras activas, se comprobará que están limpias, sin manchas de grasa, aceite, pintura, polvo, tierra o cualquier otra materia perjudicial para su buena conservación y posterior adherencia. Además, deberán almacenarse cuidadosamente clasificadas según sus tipos, clases y lotes de los que procedan.

El estado de superficie de todos los aceros podrá ser objeto de examen en cualquier momento antes de su uso, especialmente después de un prolongado almacenamiento en obra o taller, con el fin de asegurarse de que no presentan alteraciones perjudiciales.

50.2.1.2 Dispositivos de anclaje y empalme.

Los dispositivos de anclaje y empalme se colocarán en las secciones indicadas en el proyecto y deberán ser conformes con lo indicado específicamente para cada sistema en la documentación que acompaña a la Evaluación Técnica Europea (ETE) del sistema, que incluye entre otra información las condiciones en que deben ser utilizados. En el caso de anclajes por cuñas, deberá hacer constar, especialmente, la magnitud del movimiento conjunto de la armadura y la cuña, por ajuste y penetración.

Los anclajes y los elementos de empalmes deben entregarse convenientemente protegidos para que no sufran daños durante su transporte, manejo en obra y almacenamiento.

Deberán estar acompañados con la documentación correspondiente que permita identificar el material de procedencia y los tratamientos realizados al mismo.

Deberán guardarse convenientemente clasificados por tamaños y se adoptarán las precauciones necesarias para evitar su corrosión o que puedan ensuciarse o entrar en contacto con grasas, aceites no solubles, pintura o cualquier otra sustancia perjudicial.

Cada partida de dispositivos de anclaje y empalme que se suministren a la obra deberá ir acompañada de la documentación del marcado CE del sistema de pretensado correspondiente.

50.2.1.3 Vainas y accesorios de pretensado.

Las características de las vainas y accesorios de pretensado deben ser conformes con lo indicado específicamente para cada sistema en la documentación que acompaña a la Evaluación Técnica Europea (ETE) del sistema.

El suministro y almacenamiento de las vainas y sus accesorios se realizará adoptando precauciones análogas a las indicadas para las armaduras. El nivel de corrosión admisible

debe ser tal que los coeficientes de rozamiento no se vean alterados. Por lo tanto se adoptarán las medidas adecuadas de protección provisional contra la corrosión.

50.2.1.4 Productos de inyección.

El producto debe ser entregado ensacado o en contenedores con la identificación e instrucciones para su uso (tipo de producto, seguridad de manipulación,...) elaboradas por su fabricante.

Se debe comprobar la compatibilidad y adecuación cuando se utilicen varios productos diferentes en la misma lechada.

La dosificación empleada en la lechada de inyección deberá estar sancionada por unos ensayos de calificación realizados según los criterios siguientes:

- serán realizados a partir de productos, con métodos de fabricación y en condiciones térmicas idénticos a los empleados para realizar las mezclas en obra, y
- se realizarán sin modificación en la fabricación del cemento y para tipos y trazados de tendón representativos de los de la obra.

Para cables con fuerte desnivel (cables verticales por ejemplo), para caracterizar en tamaño real la exudación, la filtración debida a la forma helicoidal de los cordones, y para validar el procedimiento de inyección se recomienda realizar el ensayo de inyección de una muestra de tendón en un tubo de plástico transparente conforme a lo indicado en el Documento de Evaluación Europeo EAD 160027-00-301.

Para obras de tamaño moderado, se podrá justificar el empleo de una dosificación de lechada mediante ensayos y referencias previas, siempre que los materiales no se vean modificados y que las condiciones de empleo sean comparables.

Cuando la inyección se realice mediante un producto no adherente, se deberán adoptar las correctas medidas de transporte e inyección del producto para garantizar la seguridad de las operaciones y asegurar el correcto relleno en fase líquida sin alterar las propiedades físicas y químicas del producto.

50.2.2 Colocación de las armaduras activas.

50.2.2.1 Colocación de vainas y tendones.

El trazado real de los tendones se ajustará a lo indicado en el proyecto, colocando los puntos de apoyo necesarios para mantener las armaduras y vainas en su posición correcta. Las distancias entre estos puntos serán tales que aseguren el cumplimiento de las tolerancias de regularidad de trazado indicadas en el artículo 67.

Los apoyos que se dispongan para mantener este trazado deberán ser de tal naturaleza que no den lugar, una vez endurecido el hormigón, a fisuras ni filtraciones.

Por otra parte, las armaduras activas o sus vainas se sujetarán convenientemente para impedir que se muevan durante el hormigonado y vibrado, quedando expresamente prohibido el empleo de la soldadura con este objeto.

El doblado y colocación de la vaina y su fijación a la armadura pasiva debe garantizar un suave trazado del tendón y al evitar la ondulación seguir el eje teórico del mismo para no aumentar el coeficiente de rozamiento parásito o provocar empujes al vacío imprevistos.

La posición de los tendones dentro de sus vainas o conductos deberá ser la adecuada, recurriendo, si fuese preciso, al empleo de separadores.

Cuando se utilicen armaduras pretensas, conviene aplicarles una pequeña tensión previa y comprobar que, tanto los separadores y placas extremas como los alambres, están bien alineados y que éstos no se han enredado ni enganchado.

Antes de autorizar el hormigonado, y una vez colocadas y, en su caso, tesas las armaduras, se comprobará si su posición, así como la de las vainas, anclajes y demás elementos, concuerda con la indicada en los planos, y si las sujeteciones son las adecuadas para garantizar su invariabilidad durante el hormigonado y vibrado. Si fuera preciso, se efectuarán las oportunas rectificaciones.

El aplicador del pretensado deberá comprobar, para cada tipo de tendón, los diámetros de vaina y espesores indicados en el proyecto, así como los radios mínimos de curvatura, para evitar la abolladura, garantizar que no se superan los coeficientes de rozamiento considerados en el cálculo, evitar el desgarro y aplastamiento durante el tesado, especialmente en el caso de vainas de plástico.

50.2.2.2 Colocación de desviadores.

Los desviadores utilizados en los sistemas de pretensado exterior tienen que satisfacer los siguientes requisitos:

- soportar las fuerzas longitudinales y transversales que el tendón le transmite y, a su vez, transmitir estas fuerzas a la estructura, y
- asegurar, sin discontinuidades angulares inaceptables, la continuidad entre dos secciones rectas del tendón.

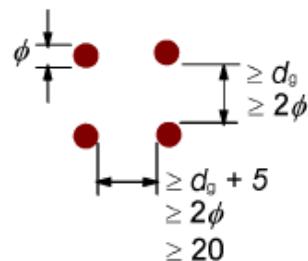
Los desviadores se colocarán siguiendo estrictamente las instrucciones del suministrador.

50.2.2.3 Distancia entre armaduras activas pretensadas.

La separación de los conductos o de los tendones de pretensado será tal que permita la adecuada colocación y compactación del hormigón, y garantice una correcta adherencia entre los tendones o las vainas y el hormigón.

Las armaduras pretensadas deberán colocarse separadas. La separación libre mínima de los tendones individuales, tanto en horizontal como en vertical, será igual o superior al mayor de los valores siguientes (figura 50.2.2.3):

- a) 20 milímetros (solo para la separación horizontal),
- b) 2 veces el diámetro de la mayor,
- c) el tamaño máximo del árido más 5 mm para la separación horizontal y el tamaño máximo del árido para la separación vertical.



NOTA. Donde ϕ es el diámetro de la armadura pretensada y d_g es el tamaño máximo del árido.

Figura 50.2.2.3 Separación libre mínima de los tendones individuales

En el caso de forjados unidireccionales se podrán agrupar los alambres en posición vertical siempre que sean de la misma calidad y diámetro, en cuyo caso, para determinar la magnitud de los recubrimientos y las distancias libres a las armaduras vecinas, se considerará el perímetro real de las armaduras.

50.2.2.4 Distancia entre armaduras activas postesas.

Como norma general, se admite colocar en contacto diversas vainas formando grupo, limitándose a dos en horizontal y a no más de cuatro en su conjunto. Para ello, las vainas deberán ser corrugadas y, a cada lado del conjunto, habrá de dejarse espacio suficiente para que pueda introducirse un vibrador normal interno.

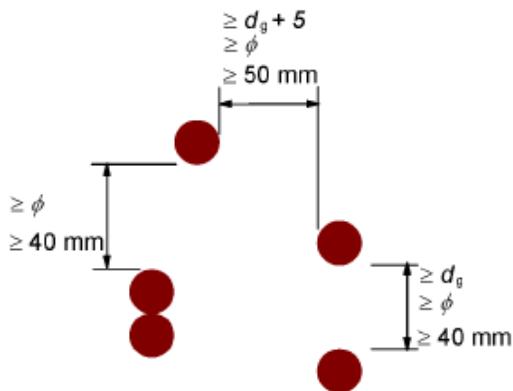
Las distancias libres entre vainas o grupos de vainas en contacto, o entre estas vainas y las demás armaduras, deberán ser al menos iguales al mayor de los valores siguientes:

En dirección vertical:

- a) El diámetro de la vaina.
- b) El tamaño máximo del árido.
- c) 4 centímetros.

En dirección horizontal:

- a) El diámetro de la vaina.
- b) La dimensión horizontal de la vaina (en el caso de vainas planas).
- c) 5 centímetros.
- d) El tamaño máximo del árido más 5 mm.



NOTA. Donde ϕ es el diámetro de la vaina para la armadura postesa y d_g es el tamaño máximo del árido.

Figura 50.2.2.4 Distancias libres entre vainas o grupos de vainas en contacto

50.2.3 Adherencia de las armaduras activas al hormigón.

Se define la longitud de transmisión de una armadura dada como la necesaria para transferir al hormigón por adherencia la fuerza de pretensado introducida en dicha armadura, y por longitud de anclaje, la necesaria para garantizar la resistencia del anclaje por adherencia, hasta la rotura del acero.

Las longitudes de transmisión y anclaje dependen de la tensión de adherencia entre el acero y el hormigón que, en general, se determinará experimentalmente. En el apartado 8.10.2 del anexo 19 se dan indicaciones relativas a la obtención de dichos valores.

50.2.4 Empalmes de las armaduras activas.

En el caso de acopladores móviles, los empalmes se efectuarán en las secciones indicadas en el proyecto y se dispondrán en alojamientos especiales de la longitud suficiente para que puedan moverse libremente durante el tesado.

Cuando el proyecto suponga la utilización de acopladores de pretensado, se situarán distantes de los apoyos intermedios, evitándose su colocación en más de la mitad de los tendones de una misma sección transversal.

50.3 Procesos de tesado de las armaduras activas.

50.3.1 Generalidades.

El tesado deberá realizarse de acuerdo con un plan previamente establecido, en el cual deberán tenerse en cuenta las recomendaciones del fabricante del sistema utilizado. En particular, se cuidará que el gato apoye perpendicularmente y centrado sobre el anclaje.

El tesado se efectuará por operarios cualificados que posean la competencia y experiencia necesarias. Esta operación se vigilará y controlará cuidadosamente adoptándose las medidas de seguridad necesarias para evitar cualquier daño a personas.

El tesado, efectuado por uno o los dos extremos del elemento, según el programa establecido, se realizará de forma que las tensiones aumenten lenta y progresivamente hasta alcanzar el valor fijado en el proyecto.

Si durante el tesado se rompe uno o más elementos de los que constituyen la armadura, podrá alcanzarse la fuerza total de pretensado necesaria aumentando la tensión en los restantes, siempre que para ello no sea preciso elevar la tensión en cada elemento individual en más de un 5 % del valor inicialmente previsto. La aplicación de tensiones superiores requiere un nuevo estudio del proyecto original; estudio que deberá efectuarse basándose en las características mecánicas de los materiales realmente utilizados. En todos estos casos, será preciso realizar la correspondiente comprobación de la pieza o elemento estructural que se tesa, teniendo en cuenta las nuevas condiciones en que se encuentra.

La pérdida total en la fuerza de pretensado, originada por la rotura de elementos irreemplazables de la armadura, no podrá exceder nunca del 2 % de la fuerza total de pretensado indicada en el proyecto.

50.3.2 Programa de tesado.

En el programa de tesado deberá hacerse constar expresamente:

a) Armaduras pretesas:

- el orden de tesado de las armaduras; eventualmente, las sucesivas etapas parciales de pretensado,
- la presión o fuerza que no debe sobrepasarse en los gatos,
- el valor de la carga de tesado en los anclajes,
- los alargamientos que deben obtenerse teniendo en cuenta, en su caso, los movimientos originados por la penetración de la cuña,
- el modo y secuencia que deberá seguirse para la liberación de los tendones,
- la resistencia requerida al hormigón en el momento de la transferencia.

b) Armaduras postesas:

- el orden de tesado de las armaduras,
- la presión o fuerza que debe desarrollarse en el gato,
- el alargamiento previsto y la máxima penetración de cuña,
- el momento de retirada de las cimbras durante el tesado, en su caso,
- la resistencia requerida al hormigón antes del tesado,
- el número, tipo y localización de los acopladores,
- el módulo de elasticidad supuesto para la armadura activa,
- los coeficientes de rozamiento teóricos tenidos en cuenta.

El tesado no se iniciará sin la autorización previa de la dirección facultativa, la cual comprobará la idoneidad del programa de tesado propuesto, así como la resistencia alcanzada por el hormigón, que deberá ser igual o superior a la establecida en proyecto para poder comenzar dicha maniobra.

50.3.3 Tensión máxima inicial admisible en las armaduras.

Además de otras limitaciones que pueda establecer el proyecto, el valor máximo de la tensión inicial introducida en las armaduras σ_{p_0} antes de anclarlas, provocará tensiones que cumplan las condiciones siguientes:

- el 85 % de la carga unitaria máxima característica garantizada siempre que, al anclar las armaduras en el hormigón se produzca una reducción de la tensión tal que el valor

máximo de la tensión en las armaduras σ_{p_0} después de dicha reducción no supere el 75 % de la carga unitaria máxima característica garantizada, en el caso de que tanto el acero para armaduras activas, como el aplicador del pretensado estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, y

– en el resto de los casos, el 80 % de la carga unitaria máxima característica garantizada siempre que, al anclar las armaduras en el hormigón se produzca una reducción de la tensión tal que el valor máximo de la tensión en las armaduras σ_{p_0} después de dicha reducción no supere el 70 % de la carga unitaria máxima característica garantizada.

50.3.4 Retesado de armaduras postesas.

Se entiende por retesado cualquier operación de tesado efectuada sobre un tendón con posterioridad a la de su tesado inicial.

Solo está justificado cuando se considere preciso para uniformar las tensiones de los diferentes tendones de un mismo elemento, o cuando, de acuerdo con el programa previsto en el proyecto, el tesado se realice en etapas sucesivas.

Debe evitarse el retesado que tenga como único objeto disminuir las pérdidas diferidas de tensión, salvo que circunstancias especiales así lo exijan.

50.4 Procesos posteriores al tesado de las armaduras activas.

50.4.1 Inyección de las vainas en armaduras postesas.

50.4.1.1 Generalidades.

Los principales objetivos de la inyección de los tendones son evitar la corrosión del acero de pretensado y proporcionar una adherencia eficaz entre el hormigón y el acero.

Para conseguirlo es condición básica que todos los huecos de las vainas o conductos y anclajes queden llenos por un material de inyección adecuado (apartado 37.4), que posea los requisitos de resistencia y adherencia necesarios.

La inyección debe efectuarse lo más pronto posible después del tesado. Si, por razones constructivas, debiera diferirse, se efectuará una protección provisional de las armaduras, utilizando algún método o material que no impida la ulterior adherencia de los tendones al producto de inyección.

Además, para asegurar que la inyección de los tendones se realiza de forma correcta y segura es preciso disponer de:

- Personal cualificado, entrenado al efecto.
- Un equipo sólido y seguro, adecuadamente revisado, calibrado y puesto a punto.
- Unas instrucciones escritas y una organización previa sobre los materiales a utilizar y el procedimiento de inyección a seguir.
- Adoptar las precauciones de seguridad adecuadas a cada caso.

50.4.1.2 Preparación de la mezcla.

Los materiales sólidos utilizados para preparar el producto de inyección deberán dosificarse en peso.

El amasado de dichos materiales se realizará en un aparato mezclador capaz de preparar un producto de inyección de consistencia uniforme y, a ser posible, de carácter coloidal. Se prohíbe el amasado a mano.

El tiempo de amasado depende del tipo de aparato mezclador y debe realizarse de acuerdo con las instrucciones del fabricante. En cualquier caso, no será inferior a 2 minutos ni superior a 4 minutos, salvo indicación específica incluida en la Evaluación Técnica Europea (ETE) del sistema.

Después del amasado, el producto debe mantenerse en movimiento continuo hasta el momento de la inyección. Es esencial que, en ese momento, el producto se encuentre exento de grumos.

En el caso de vainas o conductos verticales, la relación agua/cemento de la mezcla debe ser algo mayor que en las mezclas destinadas a inyectar vainas horizontales.

50.4.1.3 Programa de inyección.

El programa de inyección debe contener, al menos, los siguientes puntos:

- Las características de la lechada a utilizar, incluyendo el tiempo de utilización y el tiempo de endurecimiento.
- Las características del equipo de inyección, incluyendo presiones y velocidad de inyección.
- Limpieza de los conductos.
- Secuencia de las operaciones de inyección y ensayos a realizar sobre la lechada fresca (fluidez, segregación, etc.).
- Fabricación de probetas para ensayo (exudación, retracción, resistencia, etc.).
- Volumen de lechada que debe prepararse.
- Instrucciones sobre actuaciones a adoptar en caso de incidentes (por ejemplo, fallo durante la inyección), o condiciones climáticas perjudiciales (por ejemplo, durante y después de períodos con temperaturas inferiores a 5°C).

50.4.1.4 Ejecución de la inyección.

Antes de proceder a la inyección hay que comprobar que se cumplen las siguientes condiciones previas:

- a) el equipo de inyección se encuentra operativo y se dispone de una bomba de inyección auxiliar para evitar interrupciones en caso de mal funcionamiento;
- b) existe un suministro permanente de agua a presión y aire comprimido;
- c) se dispone, en exceso, de materiales para el amasado del producto de inyección;
- d) las vainas están libres de materiales perjudiciales, por ejemplo, agua o hielo;
- e) los orificios de los conductos a inyectar están perfectamente preparados e identificados;
- f) se han preparado los ensayos de control de la lechada.

En el caso de que la aplicación del pretensado esté en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, la dirección facultativa podrá prescindir de la condición a la que hace referencia el punto a).

La inyección debe ser continua e ininterrumpida, con una velocidad de avance comprendida entre 5 y 15 metros por minuto. La longitud máxima de inyección y la longitud de las toberas vendrá definida por la correspondiente Evaluación Técnica Europea (ETE) del sistema de pretensado.

Como norma general, para lechadas estándar se inyectará con una velocidad de 5 a 15 metros por minuto, se inyectarán longitudes máximas de 120 m y se colocarán purgas en los puntos altos con una separación máxima de 50 m. Con lechadas especiales pueden utilizarse otros parámetros que deberán estar justificados mediante ensayos.

Se prohíbe efectuar la inyección mediante aire comprimido.

Siempre que sea posible, la inyección debe efectuarse desde el anclaje más bajo o desde el tubo de toma inferior del conducto.

La inyección debe prolongarse hasta que la consistencia de la mezcla que rebosa por el extremo libre del conducto sea igual a la del producto inyectado y, una vez terminada, deben adoptarse las medidas necesarias para evitar pérdidas de la mezcla en el conducto.

En el caso de vainas o conductos verticales, debe colocarse un pequeño depósito en la parte superior que debe mantenerse constantemente lleno de pasta para compensar la reducción de volumen que se produce. Es importante que este depósito se sitúe en posición centrada encima del conducto, con el fin de que el agua ascendente por exudación pueda unirse a la mezcla contenida en el depósito y no se quede acumulada en el extremo superior de la vaina, lo que resultaría peligroso para la protección del tendón y del anclaje correspondiente.

En tiempo frío y, especialmente en tiempo de heladas, deben tomarse precauciones especiales, asegurándose que, al iniciar la inyección, no existe hielo en los conductos. Para ello, debe inyectarse agua caliente, pero nunca vapor.

Si se prevé que la temperatura no descenderá por debajo de los 5°C en las 48 horas siguientes a la inyección, se podrá continuar ésta utilizando un producto poco sensible a las heladas, que contenga el porcentaje de aire ocluido especificado en la Evaluación Técnica Europea (ETE) y que cumpla las condiciones prescritas en el artículo 37, o bien calentándose el elemento de la estructura de modo que su temperatura no baje de 5°C, durante ese tiempo.

Cuando la temperatura ambiente excede de los 35°C, es recomendable enfriar el agua de la mezcla.

En todos los casos, una vez terminada la inyección deben obturarse herméticamente los orificios y tubos de purga, de modo que se evite la penetración en los conductos de agua, o de cualquier otro agente corrosivo para las armaduras. Asimismo, debe procederse a la limpieza del equipo lo más rápidamente posible después de finalizada la inyección, procediendo a continuación a un cuidadoso secado de la bomba, mezcladora y tuberías.

Si existiera la posibilidad de que hubiera zonas importantes no inyectadas, deben adoptarse las medidas oportunas para realizar una inyección posterior de las mismas. En caso de duda puede realizarse un control con endoscopio o realizando el vacío.

50.4.1.5 Medidas de seguridad durante la inyección.

Durante la inyección de los conductos, los operarios que trabajen en las proximidades deberán ir provistos de gafas protectoras o una pantalla transparente, mascarilla para la boca y nariz y guantes en previsión de posibles escapes de la mezcla inyectada a presión.

No debe mirarse por los tubos utilizados como respiraderos o rebosaderos, para comprobar el paso del producto de inyección.

Cuando la inyección se efectúa en obra, y existe circulación en zonas próximas, se adoptarán las oportunas precauciones para impedir que, si se escapa el producto de inyección, pueda ocasionar daños.

50.4.2 Destesado de armaduras pretensadas.

El destesado es la operación mediante la cual se transmite el esfuerzo de pretensado de las armaduras al hormigón, en el caso de armaduras pretensadas, y se efectúa soltándolas de sus anclajes provisionales extremos.

Antes de proceder al destesado, deberá comprobarse que el hormigón ha alcanzado la resistencia necesaria para poder soportar las tensiones transmitidas por las armaduras, y deberán eliminarse todos los obstáculos capaces de impedir el libre movimiento de las piezas de hormigón.

Si el destesado se realiza elemento por elemento, la operación deberá hacerse de acuerdo con un orden preestablecido con el fin de evitar asimetrías, que pueden resultar perjudiciales en el esfuerzo de pretensado.

Deberán preverse los dispositivos adecuados que permitan realizar el destesado de un modo lento, gradual y uniforme, sin sacudidas bruscas.

Una vez sueltas las armaduras de sus amarres extremos y liberadas también las coacciones que puedan existir entre las sucesivas piezas de cada bancada, se procederá a cortar las puntas de las armaduras que sobresalgan de las testas de dichas piezas, si es que estas van a quedar expuestas y no embebidas en el hormigón.

Artículo 51. *Fabricación y suministro del hormigón.*

51.1 Prescripciones generales.

El hormigón estructural requiere estar fabricado en centrales que cumplirán con lo especificado en el apartado 51.2.

51.1.1 Consideraciones adicionales para hormigones especiales.

El autor del proyecto o la dirección facultativa podrán disponer o, en su caso, autorizar a propuesta del constructor, el empleo de hormigones especiales que pueden requerir de especificaciones adicionales respecto a las indicadas en el articulado o condiciones específicas para su empleo, de forma que permitan satisfacer las exigencias básicas de este Código.

Cuando se empleen hormigones con fibras, hormigones con árido ligero u hormigón proyectado, el autor del proyecto o la dirección facultativa podrán disponer la obligatoriedad de cumplir las recomendaciones recogidas al efecto en los Anejos 7, 8 y 9 de este Código, respectivamente.

51.2 Instalaciones de fabricación del hormigón.

51.2.1 Generalidades.

Se entenderá como central de fabricación de hormigón, el conjunto de instalaciones y equipos que, cumpliendo con las especificaciones que se contienen en los apartados siguientes, comprende:

- Instalaciones de recepción y almacenamiento de materiales componentes.
- Instalaciones de dosificación.
- Equipos de amasado.
- Equipos de transporte, en su caso.
- Control de producción.

En cada central habrá una persona responsable de la producción, con formación y experiencia suficiente, que estará presente durante el proceso de fabricación y que será distinta del responsable del control de producción.

Las centrales pueden pertenecer o no a las instalaciones propias de la obra.

Para distinguir ambos casos, en el marco de este Código se denominará hormigón preparado a aquel que se fabrica en una central que está inscrita en el Registro Industrial según el título 4.^º de la Ley 21/1992, de 16 de julio, de Industria y el Real Decreto 697/1995 de 28 de abril, por el que se aprueba el Reglamento del Registro de Establecimientos Industriales de ámbito estatal, estando dicha inscripción a disposición del peticionario y de las Administraciones competentes, que cumple con las disposiciones físicas y documentales que contempla la legislación industrial vigente y que, con carácter general, no pertenece a las instalaciones propias de la obra.

El fabricante tendrá implantado un plan de mantenimiento de las instalaciones de la central que asegure el cumplimiento de las condiciones indicadas en este apartado.

51.2.2 Sistemas de almacenamiento y gestión de los acopios.

Los materiales componentes se almacenarán y transportarán de forma tal que se evite todo tipo de entremezclado, contaminación, deterioro o cualquier otra alteración significativa en sus características. Se tendrá en cuenta lo previsto en los Artículos 28, 29, 30, 31 y 32 para estos materiales.

Los acopios de materias primas (bien sean silos, tolvas, depósitos o zonas abiertas) estarán señalizados indicando el tipo de material que contienen y deberán reunir las condiciones necesarias para evitar cualquier tipo de contaminación medioambiental.

51.2.2.1 Cemento.

El almacenamiento del cemento en la central de hormigón se efectuará conforme a lo establecido en la reglamentación específica vigente.

Está expresamente prohibido el almacenamiento en el mismo silo o la mezcla de cementos de diferentes tipos, clases de resistencia o fabricantes en la elaboración del hormigón, ya que se perdería la trazabilidad y las garantías del producto. En el caso de

que se tenga que cambiar el tipo de cemento de alguno de los silos, previamente se procederá a la limpieza del mismo para evitar mezclas de cemento de distintos tipos.

51.2.2.2 Áridos.

Los áridos se almacenarán en silos, tolvas o acopios sobre el terreno. En este último caso se dispondrán sobre una base anticontaminante que evite su contacto con el terreno; la mezcla entre los apilamientos de fracciones granulométricas distintas se evitará con tabiques separadores o con espaciamientos amplios entre ellos.

Se deberán establecer acopios separados e identificados para los áridos reciclados y los áridos naturales.

Deberán adoptarse las precauciones necesarias para evitar la segregación, tanto durante el almacenamiento como durante el transporte entre el lugar de almacenamiento y las tolvas para su dosificación.

51.2.2.3 Agua.

Si existen instalaciones para el almacenamiento del agua, estas garantizarán que se impida cualquier tipo de contaminación.

51.2.2.4 Adiciones.

Para las adiciones suministradas a granel se emplearán equipos similares a los utilizados para el cemento, debiéndose almacenar en recipientes y silos impermeables que los protejan de la humedad y de la contaminación, los cuales estarán perfectamente identificados para evitar posibles errores de dosificación.

51.2.2.5 Aditivos.

Los aditivos pulverulentos se almacenarán en las mismas condiciones que los cementos, evitando cualquier tipo de contaminación.

Los aditivos líquidos y los pulverulentos diluidos en agua se deben almacenar en depósitos que deberán estar protegidos de la helada, impedir cualquier contaminación y evitar que se produzcan sedimentaciones incorporando, en los casos que fuera necesario, elementos agitadores para mantener los sólidos en suspensión.

51.2.3 Instalaciones de dosificación.

En plantas de hormigón preparado, las instalaciones de dosificación cumplirán los requisitos recogidos en la reglamentación vigente relativa al control de producción de hormigones fabricados en central.

Se dispondrá de silos con compartimientos adecuados y separados para cada una de las fracciones granulométricas necesarias de árido. Cada compartimiento de los silos será diseñado y montado de forma que pueda descargar con eficacia, sin atascos y con una segregación mínima, sobre el sistema de pesaje.

Deberán existir los medios de control necesarios para conseguir que la alimentación de estos materiales a la tolva de la báscula pueda ser cortada con precisión cuando se llega a la cantidad deseada.

Las tolvas de las básculas deberán estar construidas de forma que puedan descargar completamente todo el material que se ha pesado.

Los instrumentos indicadores deberán estar completamente a la vista y lo suficientemente cerca del responsable de producción para que pueda leerlos con precisión mientras se está cargando la tolva de la báscula. El responsable de producción deberá tener un acceso fácil a todos los instrumentos de control.

Se deberán mantener perfectamente limpios todos los puntos de apoyo, las articulaciones y partes análogas de las básculas.

51.2.3.1 Cemento.

La precisión de la báscula de cemento será de $\pm 0,5\%$ de la capacidad total de la báscula, en toda la zona comprendida entre el 10% y el 90% de su capacidad total.

51.2.3.2 Áridos.

La precisión de la báscula de áridos será de $\pm 0,5\%$ de la capacidad total de la báscula, en toda la zona comprendida entre el 10% y el 90% de su capacidad total.

Para la medición de su humedad, la central dispondrá de elementos que permitan obtener sistemáticamente este dato, mediante un método contrastado y preferentemente de forma automática. En caso de no disponer de un equipo automático se guardará un registro de las determinaciones de humedad realizadas.

Las instalaciones de dosificación dispondrán de silos o tolvas con compartimientos adecuados y separados para cada una de las fracciones granulométricas necesarias de árido.

51.2.3.3 Agua.

El medidor de agua deberá tener una precisión tal que no se rebase la tolerancia de dosificación establecida en el apartado 51.3.2.4. El agua directamente añadida al amasado se medirá por contador volumétrico o mediante báscula.

51.2.3.4 Adiciones.

La precisión de la báscula de adiciones será de $\pm 0,5\%$ de la capacidad total de la báscula, en toda la zona comprendida entre el 10% y el 90% de su capacidad total.

51.2.3.5 Aditivos.

Los dosificadores para aditivos estarán diseñados y marcados de tal forma que se pueda medir con claridad la cantidad de aditivo correspondiente a 50 kilogramos de cemento. La precisión del dosificador será de $\pm 1\%$ para cualquier lectura.

51.2.4 Equipos de amasado.

Los equipos pueden estar constituidos por amasadoras fijas o móviles capaces de mezclar los componentes del hormigón de modo que se obtenga una mezcla homogénea y completamente amasada, capaz de satisfacer los dos requisitos del grupo A y al menos dos de los del grupo B, de la tabla 51.2.4.

Estos equipos se examinarán con la frecuencia necesaria para detectar la presencia de residuos de hormigón o mortero endurecido, así como desperfectos o desgastes en las paletas o en su superficie interior, procediéndose, a comprobar anualmente el cumplimiento de los requisitos de la tabla 51.2.4, salvo que exista una reglamentación específica que marque una frecuencia mayor.

Las amasadoras, tanto fijas como móviles, deberán ostentar, en un lugar destacado, una placa metálica en la que se especifique:

- para las fijas, la velocidad de amasado y la capacidad máxima del tambor, en términos de volumen de hormigón amasado;
- para las móviles, el volumen total del tambor, su capacidad máxima en términos de volumen de hormigón amasado, y las velocidades máxima y mínima de rotación.

Tabla 51.2.4 Comprobación de la homogeneidad del hormigón. Deberán obtenerse resultados satisfactorios en los dos ensayos del grupo A y en al menos dos de los cuatro del grupo B

Ensayos		Diferencia máxima tolerada entre los resultados de los ensayos de dos muestras tomadas de la descarga del hormigón (1/4 y 3/4 de la descarga)
Grupo A	1. Consistencia (UNE-EN 12350-2)	
	Si el asiento medio es igual o inferior a 9 cm	3 cm
	Si el asiento medio es superior a 9 cm	4 cm
	2. Resistencia (*)	
	En porcentajes respecto a la media	7,5 %
Grupo B	3. Densidad del hormigón (UNE-EN 12350-6) en kg/m ³	16 kg/m ³
	4. Contenido de aire (UNE-EN 12350-7)	
	En porcentaje respecto al volumen del hormigón	1 %
	5. Contenido de árido grueso (UNE 7295)	
	En porcentaje respecto al peso de la muestra tomada	6 %
	6. Módulo granulométrico del árido (UNE 7295)	0,5

(*) Por cada muestra, se fabricarán y ensayarán a compresión, a la edad 7 días, dos probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura. Si a 7 días no se cumplen las prescripciones se pueden ensayar a 28 días, dándose por bueno el resultado si es correcto en esa fecha. Estas probetas serán confeccionadas, conservadas y ensayadas según los procedimientos contemplados en el apartado 57.3. Se determinará la medida de cada una de las dos muestras como porcentaje de la media total.

51.2.5 Control de producción.

Las centrales de hormigón preparado deberán tener implantado un sistema de control de producción que contemple la totalidad de los procesos que se lleven a cabo en las mismas y conforme a la reglamentación industrial vigente relativa al control de producción de hormigones fabricados en central.

En el caso de que el hormigón se fabrique en central de obra, el constructor deberá efectuar un autocontrol equivalente al definido anteriormente para las centrales de hormigón preparado.

51.3 Fabricación del hormigón.

Previamente a la fabricación de una partida de hormigón, el fabricante comprobará la existencia del documento de especificaciones referido en el apartado 51.3.4, prestando especial atención a las posibles exigencias particulares en cuanto a materias primas y dosificaciones.

51.3.1 Suministro de materiales componentes.

Cada uno de los materiales componentes empleados para la fabricación del hormigón deberá suministrarse a la central de hormigón acompañada de la documentación de suministro indicada al efecto en el Anexo 4. En el apartado 51.2.2 se señalan las condiciones de almacenamiento y gestión de materiales componentes.

51.3.2 Dosificación de materiales componentes.

51.3.2.1 Criterios generales.

Se dosificará el hormigón con arreglo a los métodos que se consideren oportunos respetando siempre las limitaciones siguientes:

- a) La cantidad mínima de cemento por metro cúbico de hormigón será la establecida en el apartado 43.2.1.
- b) La cantidad máxima de cemento por metro cúbico de hormigón será de 500 kg. En casos excepcionales, previa justificación experimental y autorización expresa de la dirección facultativa, se podrá superar dicho límite.
- c) No se utilizará una relación agua/cemento mayor que la máxima establecida en el apartado 43.2.1.

En dicha dosificación se tendrán en cuenta, no solo la resistencia mecánica y la consistencia (en su caso) que deban obtenerse, sino también la clase de exposición ambiental que va a estar sometido el hormigón, por los posibles riesgos de deterioro de éste o de las armaduras a causa del ataque de agentes exteriores.

La dosificación de cemento, de los áridos, y en su caso, de las adiciones, se realizará en peso. Se deberá vigilar el mantenimiento de la dosificación para garantizar una adecuada homogeneidad entre amasadas.

Cuando la central de fabricación no disponga de historial de resultados de dosificaciones (con los materiales componentes solicitados) para una especificación concreta, se deberán realizar ensayos previos para garantizar que la dosificación diseñada satisface las condiciones exigidas de acuerdo con los Artículos 33 y 43.

51.3.2.2 Cemento.

El cemento se dosificará en peso, utilizando básculas y escalas distintas de las utilizadas para los áridos. La tolerancia en peso de cemento será del ± 3 por 100. Esta tolerancia debe aplicarse a la carga total de cada amasada.

51.3.2.3 Áridos.

Los áridos se dosificarán en peso, teniendo en cuenta las correcciones por humedad.

Para favorecer la compacidad de la mezcla, el árido deberá componerse de al menos dos fracciones granulométricas, para tamaños máximos iguales o inferiores a 22 mm, y de tres fracciones granulométricas para tamaños máximos mayores. La tolerancia en peso de los áridos, tanto si se utilizan básculas distintas para cada fracción de árido, como si la dosificación se realiza acumulada, será del $\pm 3\%$. Esta tolerancia debe aplicarse a la carga total de cada amasada.

51.3.2.4 Agua.

El agua de amasado está constituida, fundamentalmente, por la directamente añadida a la amasada, la procedente de la humedad de los áridos y, en su caso, la aportada por aditivos líquidos.

El agua añadida directamente a la amasada se medirá por peso o volumen, con una tolerancia del $\pm 1\%$.

El agua de lavado de las amasadoras, tanto fijas como móviles, deberá ser eliminada antes de cargar la siguiente amasada del hormigón.

El agua total se determinará con una tolerancia del $\pm 3\%$ de la cantidad total prefijada. Esta tolerancia debe aplicarse a la carga total de cada amasada.

51.3.2.5 Adiciones.

Cuando se utilicen, las adiciones se dosificarán en peso, empleando básculas con escalas distintas de las utilizadas para los áridos. Cuando la cantidad de adiciones supera

el 5 % de la masa del cemento, la tolerancia en la dosificación será el ±3 % de la cantidad requerida. Cuando la cantidad de adiciones no supera el 5 % de la masa del cemento, la tolerancia en la dosificación será el ±5 % de la cantidad requerida. Esta tolerancia debe aplicarse a la carga total de cada suministro.

51.3.2.6 Aditivos.

Los aditivos pulverulentos deberán ser medidos en peso, y los aditivos en pasta o líquidos, en peso o en volumen.

En ambos casos, la tolerancia será el ±5 % del peso o volumen requeridos. Esta tolerancia debe aplicarse a la carga total de cada suministro.

La incorporación de aditivos puede realizarse en planta o en obra. Sin embargo, en algunas ocasiones, para conseguir hormigones de características especiales puede ser conveniente la combinación de ambas situaciones.

51.3.3 Amasado del hormigón.

El amasado del hormigón se realizará mediante uno de los procedimientos siguientes:

- totalmente en amasadora fija;
- iniciado en amasadora fija y terminado en amasadora móvil, antes de su transporte;
- en amasadora móvil, antes de su transporte.

Los materiales componentes se amasarán de forma tal que se consiga su mezcla íntima y homogénea, debiendo resultar el árido bien recubierto de pasta de cemento. La homogeneidad del hormigón se comprobará de acuerdo al procedimiento establecido en el apartado 51.2.4.

51.3.4 Designación y características.

El hormigón fabricado en central podrá designarse por propiedades o, excepcionalmente, por dosificación, de acuerdo con lo indicado en el apartado 33.6 de este Código.

En ambos casos el peticionario deberá especificar documentalmente al fabricante, y previamente al suministro, como mínimo:

- La consistencia.
- El tamaño máximo del árido.
- La clase de exposición ambiental a la que va a estar expuesto el hormigón.
- La resistencia característica a compresión (véase el apartado 33.1), para hormigones designados por propiedades.
- El contenido de cemento, expresado en kilos por metro cúbico (kg/m³), para hormigones designados por dosificación y para aquellos que aún designados por propiedades tienen una especificación de contenido de cemento más exigente que el indicado para cada exposición ambiental.
- La indicación, en su caso, de características especiales del tipo de cemento, particularmente en aquellos casos que requieren el uso de cementos SR, SRC o MR.
- La indicación de si el hormigón va a ser utilizado en masa, armado o pretensado.

Cuando la designación del hormigón fuese por propiedades, el suministrador establecerá la composición de la mezcla del hormigón, garantizando al peticionario las características especificadas de tamaño máximo del árido, consistencia y resistencia característica, así como las limitaciones derivadas de la clase de exposición ambiental especificado (contenido de cemento y relación agua/cemento).

La designación por propiedades se realizará según lo indicado en el artículo 33.

Cuando la designación del hormigón fuese por dosificación, el peticionario es responsable de la congruencia de las características especificadas de tamaño máximo del árido, consistencia y contenido en cemento por metro cúbico de hormigón, mientras que el

suministrador deberá garantizarlas, al igual que deberá indicar la relación agua/cemento que ha empleado.

Antes de comenzar el suministro, el peticionario podrá pedir al suministrador una demostración satisfactoria de que los materiales componentes que van a emplearse cumplen los requisitos indicados en los Artículos 28, 29, 30, 31 y 32.

En ningún caso se emplearán adiciones, ni aditivos que no estén incluidos en la tabla 31.2, sin el conocimiento del peticionario, ni la autorización de la dirección facultativa.

Cuando el peticionario solicite hormigón con características especiales u otras además de las citadas anteriormente, dichas características deberán ser especificadas antes de empezar el suministro.

51.4 Transporte y suministro del hormigón.

Para el transporte del hormigón se utilizarán procedimientos adecuados para conseguir que las masas lleguen al lugar de entrega en las condiciones estipuladas, sin experimentar variación sensible en las características que poseían recién amasadas.

El tiempo transcurrido entre la adición de agua del amasado al cemento y a los áridos y la colocación del hormigón, no debe ser mayor de hora y media, salvo que se utilicen aditivos retardadores de fraguado. Dicho tiempo límite podrá disminuirse, en su caso, cuando el fabricante del hormigón considere necesario establecer en su hoja de suministro un plazo inferior para su puesta en obra. En tiempo caluroso, o bajo condiciones que contribuyan a un rápido fraguado del hormigón, el tiempo límite deberá ser inferior, a menos que se adopten medidas especiales que, sin perjudicar la calidad del hormigón, aumenten el tiempo de fraguado.

Cuando el hormigón se amasa completamente en central y se transporta en amasadoras móviles, el volumen de hormigón transportado no deberá exceder del 80 % del volumen total del tambor. Cuando el hormigón se amasa, o se termina de amasar, en amasadora móvil, el volumen no excederá de los dos tercios del volumen total del tambor. Los equipos de transporte deberán estar exentos de residuos de hormigón o mortero endurecido, para lo cual se limpiarán cuidadosamente antes de proceder a la carga de una nueva masa fresca de hormigón. Asimismo, no deberán presentar desperfectos o desgastes en las paletas o en su superficie interior que puedan afectar a la homogeneidad del hormigón e impedir que se cumpla lo estipulado en el apartado 51.2.4.

El transporte podrá realizarse en amasadoras móviles, a la velocidad de agitación, o en equipos con o sin agitadores, siempre que tales equipos tengan superficies lisas y redondeadas y sean capaces de mantener la homogeneidad del hormigón durante el transporte y la descarga.

El lavado de los elementos de transporte se efectuará en balsas de lavado específicas que permitan el reciclado del agua.

La central garantizará el volumen del hormigón que compone la carga y dispondrá de un protocolo informativo para los clientes que deseen verificar la comprobación del volumen basado en la determinación del peso transportado.

51.4.2 Suministro del hormigón.

Cada carga de hormigón fabricado en central, tanto si ésta pertenece o no a las instalaciones de obra, irá acompañada de una hoja de suministro cuyo contenido mínimo se indica en el Anejo 4.

El comienzo de la descarga del hormigón desde el equipo de transporte del suministrador, en el lugar de la entrega, marca el principio del tiempo de entrega y recepción del hormigón, que durará hasta finalizar la descarga de éste.

La dirección de obra, o la persona en quien delegue, es la responsable de que el control de recepción se efectúe tomando las muestras necesarias, realizando los ensayos de control precisos, y siguiendo los procedimientos indicados en el capítulo 13. Cuando se tomen muestras, por parte de la entidad de control, del hormigón suministrado, el

responsable de la recepción del hormigón en la obra entregará una copia del acta de toma de muestras al suministrador del hormigón.

Cualquier rechazo de hormigón basado en los resultados de los ensayos de consistencia (y aire ocluido, en su caso) deberá ser realizado durante la entrega. No se podrá rechazar ningún hormigón por estos conceptos sin la realización de los ensayos oportunos.

Queda expresamente prohibida la adición al hormigón de cualquier cantidad de agua u otras sustancias que puedan alterar la composición original de la masa fresca. No obstante, si el asentamiento es menor que el especificado, según el apartado 33.5, el suministrador podrá adicionar aditivo plastificante o superplastificante para aumentarlo hasta alcanzar dicha consistencia, sin que ésta rebese las tolerancias indicadas en el mencionado apartado y siempre que se haga conforme a un procedimiento escrito y específico que previamente haya sido aprobado por el fabricante del hormigón y que cuente con la autorización de la dirección facultativa. Para ello, el elemento de transporte o, en su caso, la central de obra, deberá estar equipado con el correspondiente sistema dosificador de aditivo y reamasar el hormigón hasta dispersar totalmente el aditivo añadido. El tiempo de reamasado será de al menos 1 min/m³, sin ser en ningún caso inferior a 5 minutos.

La actuación del suministrador termina una vez efectuada la entrega del hormigón y siendo satisfactorios los ensayos de recepción del mismo.

En los acuerdos entre el peticionario y el suministrador deberá tenerse en cuenta el tiempo que, en cada caso, pueda transcurrir entre la fabricación y la puesta en obra del hormigón.

Artículo 52. Puesta en obra y curado del hormigón y de los productos de protección, reparación y refuerzo.

Salvo en el caso de que las armaduras elaboradas estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido y que el control de ejecución sea intenso, no podrá procederse a la puesta en obra del hormigón hasta disponer de los resultados de los correspondientes ensayos para comprobar su conformidad.

52.1 Vertido y colocación del hormigón.

En ningún caso se tolerará la colocación en obra de masas que acusen un principio de fraguado.

En el vertido y colocación de las masas, incluso cuando estas operaciones se realicen de un modo continuo mediante conducciones apropiadas, se adoptarán las debidas precauciones para evitar la disgregación de la mezcla.

No se colocarán en obra capas o tongadas de hormigón cuyo espesor sea superior al que permita una compactación completa de la masa.

No se efectuará el hormigonado en tanto no se obtenga la conformidad de la dirección facultativa, una vez que se hayan revisado las armaduras ya colocadas en su posición definitiva.

El hormigonado de cada elemento se realizará de acuerdo con un plan previamente establecido en el que deberán tenerse en cuenta las deformaciones previsibles de encofrados y cimbras.

52.2 Compactación del hormigón.

La compactación de los hormigones en obra se realizará mediante procedimientos adecuados a la consistencia de las mezclas y de manera tal que se eliminen los huecos y se obtenga un perfecto cerrado de la masa, sin que llegue a producirse segregación. El proceso de compactación deberá prolongarse hasta que refluya la pasta a la superficie y deje de salir aire.

Cuando se utilicen vibradores de superficie el espesor de la capa después de compactada no será mayor de 20 centímetros.

La utilización de vibradores de molde o encofrado deberá ser objeto de estudio, de forma que la vibración que se transmita a través del encofrado sea la adecuada para producir una correcta compactación, evitando la formación de huecos y capas de menor resistencia.

El revibrado del hormigón deberá ser objeto de aprobación por parte de la dirección de obra.

52.3 Puesta en obra del hormigón en condiciones climáticas especiales.

52.3.1 Hormigonado en tiempo frío.

La temperatura de la masa de hormigón, en el momento de verterla en el molde o encofrado, no será inferior a 5°C.

Se prohíbe verter el hormigón sobre elementos (armaduras, moldes, etc.) cuya temperatura sea inferior a cero grados centígrados.

En general, se suspenderá el hormigonado siempre que se prevea que, dentro de las cuarenta y ocho horas siguientes, pueda descender la temperatura ambiente por debajo de los cero grados centígrados.

En los casos en que, por absoluta necesidad, se hormigone en tiempo de heladas, se adoptarán las medidas necesarias para garantizar que, durante el fraguado y primer endurecimiento de hormigón, no se producirán deterioros locales en los elementos correspondientes, ni mermas permanentes apreciables de las características resistentes del material. En el caso de que se produzca algún tipo de daño, deberán realizarse los ensayos de información necesarios para estimar la resistencia realmente alcanzada, adoptándose, en su caso, las medidas oportunas.

El empleo de aditivos aceleradores de fraguado o aceleradores de endurecimiento o, en general, de cualquier producto anticongelante específico para el hormigón, requerirá una autorización expresa, en cada caso, de la dirección facultativa. Nunca podrán utilizarse productos susceptibles de atacar a las armaduras, en especial los que contienen ión cloro.

52.3.2 Hormigonado en tiempo caluroso.

Cuando el hormigonado se efectúe en tiempo caluroso, se adoptarán las medidas oportunas para evitar la evaporación del agua de amasado, en particular durante el transporte del hormigón y para reducir la temperatura de la masa. Estas medidas deberán acentuarse para hormigones de resistencias altas.

Para ello los materiales constituyentes del hormigón y los encofrados o moldes destinados a recibirla deberán estar protegidos del soleamiento.

Una vez efectuada la colocación del hormigón se protegerá éste del sol y especialmente del viento, para evitar que se deseque.

Si la temperatura ambiente es superior a 40°C o hay un viento excesivo, se suspenderá el hormigonado, salvo que, previa autorización expresa de la dirección facultativa, se adopten medidas especiales.

52.4 Juntas de hormigonado.

Las juntas de hormigonado, que deberán, en general, estar previstas en el proyecto, se situarán en dirección lo más normal posible a la de las tensiones de compresión, y allí donde su efecto sea menos perjudicial, alejándolas, con dicho fin, de las zonas en las que la armadura esté sometida a fuertes tracciones. Se les dará la forma apropiada que asegure una unión lo más íntima posible entre el antiguo y el nuevo hormigón.

Cuando haya necesidad de disponer juntas de hormigonado no previstas en el proyecto se dispondrán en los lugares que apruebe la dirección facultativa, y preferentemente sobre los puntales de la cimbra. No se reanudará el hormigonado de las mismas sin que hayan sido previamente examinadas y aprobadas, si procede, por la dirección facultativa.

Si el plano de una junta resulta mal orientado, se demolerá la parte de hormigón necesaria para proporcionar a la superficie la dirección apropiada.

Antes de reanudar el hormigonado, se retirará la capa superficial de mortero, dejando los áridos al descubierto y se limpiará la junta de toda suciedad o árido que haya quedado suelto. En cualquier caso, el procedimiento de limpieza utilizado no deberá producir alteraciones apreciables en la adherencia entre la pasta y el árido grueso. Expresamente se prohíbe el empleo de productos corrosivos en la limpieza de juntas.

Se prohíbe hormigonar directamente sobre o contra superficies de hormigón que hayan sufrido los efectos de las heladas. En este caso deberán eliminarse previamente las partes dañadas por el hielo.

El pliego de prescripciones técnicas particulares podrá autorizar el empleo de otras técnicas para la ejecución de juntas (por ejemplo, impregnación con productos adecuados), siempre que se haya justificado previamente, mediante ensayos de suficiente garantía, que tales técnicas son capaces de proporcionar resultados tan eficaces, al menos, como los obtenidos cuando se utilizan los métodos tradicionales.

52.5 Curado del hormigón.

Durante el fraguado y primer período de endurecimiento del hormigón, deberá asegurarse el mantenimiento de la humedad del mismo mediante un adecuado curado. Éste se prolongará durante el plazo necesario en función del tipo y clase del cemento, de la temperatura y grado de humedad del ambiente, etc. El curado podrá realizarse manteniendo húmedas las superficies de los elementos de hormigón, mediante riego directo que no produzca deslavado. El agua empleada en estas operaciones deberá poseer las cualidades exigidas en el artículo 29 de este Código.

El curado por aportación de humedad podrá sustituirse por la protección de las superficies mediante recubrimientos plásticos, agentes filmógenos u otros tratamientos adecuados, siempre que tales métodos, especialmente en el caso de masas secas, ofrezcan las garantías que se estimen necesarias para lograr, durante el primer período de endurecimiento, la retención de la humedad inicial de la masa, y no contengan sustancias nocivas para el hormigón.

Si el curado se realiza empleando técnicas especiales (curado al vapor, por ejemplo) se procederá con arreglo a las normas de buena práctica propias de dichas técnicas, previa autorización de la dirección facultativa.

52.6 Puesta en obra de los productos de protección, reparación y refuerzo.

La ejecución de los trabajos de protección, reparación y refuerzo deberá hacerse en base a un informe justificativo de la actuación en el que se incluyan las hojas técnicas de los productos utilizados así como cualquier otra documentación relativa a su aplicación. Dicho informe justificativo deberá ser facilitado por el constructor a la dirección facultativa para su aprobación.

Artículo 53. *Procesos posteriores al hormigonado.*

53.1 Desencofrado y desmoldeo.

Se pondrá especial atención en retirar oportunamente todo elemento de encofrado o molde que pueda impedir el libre juego de las juntas de retracción, asiento o dilatación, así como de las articulaciones, si las hay.

Se tendrán también en cuenta las condiciones ambientales (por ejemplo, heladas) y la necesidad de adoptar medidas de protección una vez que el encofrado, o los moldes, hayan sido retirados.

53.2 Descimbrado y desapuntalado.

Los distintos elementos que constituyen los moldes o los encofrados (costeros, fondos, etc.), los apeos y cimbras, se retirarán sin producir sacudidas ni choques en la estructura,

recomendándose, cuando los elementos sean de cierta importancia, el empleo de cuñas, cajas de arena, gatos u otros dispositivos análogos para lograr un descenso uniforme de los apoyos.

Las operaciones anteriores no se realizarán hasta que el hormigón haya alcanzado la resistencia necesaria para soportar, con suficiente seguridad y sin deformaciones excesivas, los esfuerzos a los que va a estar sometido durante y después del desencofrado, desmoldeo o descimbrado.

De manera previa al hormigonado deberá disponerse de un plan de descimbrado específico para la obra, propuesto por el constructor, que contemple, en su caso, las prescripciones de proyecto. Este plan se someterá a la aprobación de la dirección facultativa.

Cuando se trate de obras de importancia y no se posea experiencia de casos análogos, o cuando los perjuicios que pudieran derivarse de una fisuración prematura fuesen grandes, se realizarán ensayos de información (véase artículo 57) para estimar la resistencia real del hormigón y poder fijar convenientemente el momento de desencofrado, desmoldeo o descimbrado.

En elementos de hormigón pretensado es fundamental que el descimbrado se efectúe de conformidad con lo dispuesto en el programa previsto a tal efecto al redactar el proyecto de la estructura. Dicho programa deberá estar de acuerdo con el correspondiente al proceso de tesado. En particular, en los puentes pretensados cuyo descimbrado se realice, al menos parcialmente, mediante el tesado de los tendones de pretensado, deberán evaluarse las acciones que la cimbra predeformada introduce sobre la estructura en el proceso de descarga de la misma.

En forjados unidireccionales el orden de retirada de los puntales será desde el centro del vano hacia los extremos y en el caso de voladizos del vuelo hacia el arranque. No se intersacarán ni retirarán puntales sin la autorización previa de la dirección facultativa. No se desapuntalará de forma súbita y se adoptarán precauciones para impedir el impacto de las sopandas y puntales sobre el forjado.

53.3 Acabado de superficies.

Las superficies vistas de las piezas o estructuras, una vez desencofradas o desmoldeadas, no presentarán coqueras o irregularidades que perjudiquen al comportamiento de la obra o a su aspecto exterior.

Cuando se requiera un particular grado o tipo de acabado por razones prácticas o estéticas, el proyecto deberá especificar los requisitos directamente o bien mediante patrones de superficie.

En general, para el recubrimiento o relleno de las cabezas de anclaje, orificios, entalladuras, cajetines, etc., que deba efectuarse una vez terminadas las piezas, se utilizarán morteros fabricados con masas análogas a las empleadas en el hormigonado de dichas piezas, pero retirando de ellas los áridos de tamaño superior a 4 mm. Todas las superficies de mortero se acabarán de forma adecuada.

Artículo 54. *Elementos prefabricados.*

54.1 Transporte, descarga y manipulación.

Además de las exigencias derivadas de la reglamentación vigente en materia de transporte, en el caso de los elementos prefabricados se deberá tener en cuenta, como mínimos, las siguientes condiciones:

- el apoyo sobre las cajas del camión no deberá introducir esfuerzos en los elementos no contemplados en el correspondiente proyecto,
- la carga deberá estar atada para evitar movimientos indeseados de la misma,
- todas las piezas deberán estar separadas mediante los dispositivos adecuados para evitar impactos entre las mismas durante el transporte,

– en el caso de que el transporte se efectúe en edades muy tempranas del elemento, deberá evitarse su desecación durante el mismo.

Para su descarga y manipulación en la obra, el constructor, o en su caso, el suministrador del elemento prefabricado, deberá emplear los medios de descarga adecuados a las dimensiones y peso del elemento, cuidando especialmente que no se produzcan pérdidas de alineación o verticalidad que pudieran producir tensiones inadmisibles en el mismo. En cualquier caso, se seguirán las instrucciones indicadas por cada fabricante para la manipulación de los elementos. Si alguno de ellos resultara dañado, pudiendo afectar a su capacidad portante, se procederá a su rechazo.

54.2 Acopio en obra.

En su caso, se procurará que las zonas de acopios sean lugares suficientemente grandes para que permita la gestión adecuada de los mismos sin perder la necesaria trazabilidad, a la vez que sean posibles las maniobras de camiones o grúas, en su caso.

Los elementos deberán acopiararse sobre apoyos horizontales que sean lo suficientemente rígidos en función de las características del suelo, de sus dimensiones y del peso.

En el caso de viguetas y losas alveolares, se apilarán limpias sobre durmientes que coincidirán en la misma vertical, con vuelos, en su caso, no mayores que 0,50 m, ni alturas de pila superiores a 1,50 m, salvo que el fabricante indique otro mayor.

En el caso de elementos paletizados (bloques, bovedillas, baldosas, etc.), sus únicas prescripciones serán las de asentarlo sobre un terreno regular, claramente diferenciado y protegido de posibles impactos accidentales de personas o vehículos que transiten en la obra, ya que se trata de elementos por lo general más delicados.

En su caso, las juntas, fijaciones, etc., deberán ser también acopiadas en un almacén, de manera que no se alteren sus características y se mantenga la necesaria trazabilidad.

54.3 Montaje de elementos prefabricados.

El montaje de los elementos prefabricados deberá ser conforme con lo establecido en el proyecto y, en particular, con lo indicado en los planos y detalles de los esquemas de montaje, con la secuencia de operaciones del programa de ejecución así como con las instrucciones de montaje que suministre el fabricante de producto prefabricado, que contendrán como mínimo:

- planos de instalación consistentes en plantas y secciones con la posición y las conexiones de los productos en las obras terminadas,
- datos de instalación con las propiedades requeridas in situ del material, cuando sea necesario,
- instrucciones de instalación con los datos necesarios para el manejo, almacenaje, ajuste, conexión y trabajos de finalización.

En función del tipo de elemento prefabricado, puede ser necesario que el montaje sea efectuado por personal especializado y con la debida formación.

54.3.1 Viguetas y losas alveolares.

54.3.1.1 Colocación de viguetas y piezas de entrevigado.

El apuntalado se efectuará de acuerdo con lo establecido al efecto en el apartado 48.2 de este Código. Una vez niveladas las sopandas, se procederá a la colocación de las viguetas con el intereje que se indique en los planos, mediante las piezas de entrevigado extremas. Finalizada esta fase, se ajustarán los puntales y se procederá a la colocación de las restantes piezas de entrevigado.

54.3.1.2 Desapuntalado.

Los plazos de desapuntalado serán los indicados en el artículo 53.2. Para modificar dichos plazos, el constructor presentará a la dirección facultativa para su aprobación un plan de desapuntalado acorde con los medios materiales disponibles, debidamente justificado y donde se establezcan los medios de control y seguridad apropiados.

El orden de retirada de los puntales será desde el centro de vano hacia los extremos y en el caso de voladizos, del vuelo hacia el arranque. No se entresacarán ni retirarán puntales sin la autorización previa de la dirección facultativa.

No se desapuntalará de forma súbita y se adoptarán las precauciones debidas para impedir el impacto de las sopandas y puntales sobre el forjado.

54.3.1.3 Realización de tabiques divisorios.

En la ejecución de los elementos divisorios constituidos por tabiques rígidos, se adoptarán las soluciones constructivas que sean necesarias para minimizar el riesgo de aparición de daños en los tabiques como consecuencia del apoyo del forjado y la transmisión de cargas de los pisos superiores a través de los tabiques.

54.3.2 Otros elementos prefabricados lineales.

En el montaje de vigas prefabricadas, se adoptarán las medidas oportunas para evitar que se produzcan corrimientos de los apoyos.

El proyecto deberá incluir, en su caso, un estudio del montaje de los elementos prefabricados que requieran arriostramientos provisionales para evitar posibles problemas de inestabilidad durante el montaje de la estructura.

54.4 Uniones de elementos prefabricados.

Las uniones entre las distintas piezas prefabricadas que constituyen una estructura, o entre dichas piezas y los otros elementos estructurales construidos in situ, deberán asegurar la correcta transmisión de los esfuerzos entre cada pieza y las adyacentes a ella.

Se construirán de tal forma que puedan absorberse las tolerancias dimensionales normales de prefabricación, sin originar solicitudes suplementarias o concentración de esfuerzos en los elementos prefabricados.

Las testas de los elementos que vayan a quedar en contacto, no podrán presentar irregularidades tales que impidan que las compresiones se transmitan uniformemente sobre toda la superficie de aquéllas. El límite admisible para estas irregularidades depende del tipo y espesor de la junta; y no se permite intentar corregirlas mediante enfoscado de las testas con mortero de cemento, o cualquier otro material que no garantice la adecuada transmisión de los esfuerzos sin experimentar deformaciones excesivas.

En las uniones por soldadura deberá cuidarse que el calor desprendido no produzca daños en el hormigón o en las armaduras de las piezas.

Las uniones mediante armaduras postesas exigen adoptar precauciones especiales si estas armaduras son de pequeña longitud. Su empleo es recomendable para rigidizar nudos y están especialmente indicadas para estructuras que deban soportar acciones sísmicas.

En las uniones roscadas, se atenderá especialmente tanto a las calibraciones de los equipos dinamométricos utilizados, como a que la tensión de apriete aplicada en cada tornillo se corresponde con la especificada en el proyecto.

CAPÍTULO 12

Gestión de la calidad del proyecto de estructuras de hormigón

Artículo 55. *Criterios específicos para el desarrollo del control de proyecto en las estructuras de hormigón.*

55.1 Niveles del control de proyecto.

Cuando la propiedad decida la realización del control de proyecto, independientemente del nivel de supervisión adoptado (supervisión normal o supervisión ampliada), acorde el apartado B.4 del Apéndice B del Anejo 18, elegirá uno de los siguientes niveles de control:

- control a nivel normal;
- control a nivel intenso.

La entidad de control identificará los aspectos que deben comprobarse y desarrollará, según el tipo de obra, una pauta de control como la que, a título orientativo, se recoge en el Anejo 3.

La frecuencia de comprobación, según el nivel de control adoptado, no debe ser menor que el indicado en la tabla 55.1.

Tabla 55.1 Frecuencia de comprobación

Tipo de elemento	Nivel de control		Observaciones
	normal	intenso	
Zapatas.	10 %	20 %	Al menos 3 zapatas.
Losas de cimentación.	10 %	20 %	Al menos 3 recuadros.
Encepados.	10 %	20 %	Al menos 3 encepados.
Muros de contención.	10 %	20 %	Al menos 3 secciones diferentes.
Muros de sótano.	10 %	20 %	Al menos 3 secciones diferentes.
Estríbos.	10 %	20 %	Al menos 1 de cada tipo.
Pilares y pilas de puente.	15 %	30 %	Mínimo 3 tramos.
Muros portantes.	10 %	20 %	Mínimo 3 tramos.
Jácenas.	10 %	20 %	Mínimo 3 jácenas de al menos dos vanos.
Zunchos.	10 %	20 %	Mínimo dos zunchos.
Tableros de vigas y losa superior.	10 %	20 %	Mínimo dos vanos En cada vano mínimo una viga interior y una viga de borde.
Tableros con losa maciza o aligerada.	10 %	20 %	Mínimo dos vanos. En losas continuas, mínimo un vano extremo y otro interior.
Tableros con sección cajón.	10 %	20 %	Mínimo dos vanos. Uno extremo y otro interior.
Puentes pórtico.	15 %	30 %	Mínimo un tramo.
Arcos y bóvedas.	15 %	30 %	Mínimo un tramo.
Mamparos, diafragmas o riostras sobre pilas y estríbos.	15 %	30 %	Al menos 1 por tipo.

Tabla 55. Frecuencia de comprobación (continuación)

Tipo de elemento	Nivel de control		Observaciones
	normal	intenso	
Costillas de voladizos	15%	30%	Al menos 1 de borde y una intermedia
Brochales	10%	20%	Mínimo 3 brochales
Escaleras	10%	20%	Al menos dos tramos
Losas y forjados bidireccionales	15%	30%	Al menos 3 recuadros Mínimo uno de borde y uno en voladizo
Forjados unidireccionales	15%	30%	Al menos 3 paños
Elementos singulares: anclajes de pretensado, anclajes de tirantes o péndolas, nudos de empalme de elementos prefabricados, etc...	15%	30%	Al menos 1 por tipo
Elementos auxiliares provisionales necesarios durante la ejecución: apeos, pilones de atirantamiento, etc...	15%	30%	Al menos 1 por tipo y supervisión de afección a la estructura definitiva

Nota: No obstante lo anterior, se comprobará el 100 % de los elementos sometidos a torsión principal y, en general, los elementos que sean susceptibles de roturas frágiles o que contengan detalles con posibles empujes al vacío, nudos complejos, transiciones complicadas en geometría o armaduras, cabezas de anclaje, riostras, regiones de discontinuidad, etc.

55.2 Documentación del control de proyecto.

Cualquiera que sea el nivel de control aplicado, la entidad de control entregará a la propiedad un informe escrito y firmado por persona física, con indicación de su cualificación y cargo dentro de la entidad, en el que, congruentemente con la pauta de control adoptada, se reflejarán, al menos, los siguientes aspectos:

- a) propiedad peticionaria,
- b) identificación de la entidad de control de calidad u organismo que lo suscribe,
- c) identificación precisa del proyecto objeto de control,
- d) identificación del nivel de control adoptado,
- e) plan de control de acuerdo con las pautas adoptadas,
- f) comprobaciones realizadas,
- g) resultados obtenidos,
- h) relación de no conformidades detectadas, indicando si estas se refieren a la adecuada definición del proyecto para la ejecución, o si afectasen a la seguridad, funcionalidad o durabilidad,
- i) valoración de las no conformidades,
- j) conclusiones, y en particular conclusión explícita sobre la existencia de reservas que pudieran provocar incidencias indeseables si se procediese a licitar las obras o a ejecutar las mismas.

La propiedad, a la vista del informe anterior, tomará las decisiones oportunas y previas a la licitación o, en su caso, a la ejecución de las obras. En el caso de la existencia de no conformidades, antes de la toma de decisiones, la propiedad comunicará el contenido del informe de control al autor del proyecto, quien procederá a:

- a) subsanar, en su caso, las no conformidades detectadas en el control de proyecto; o
- b) presentar un informe escrito, en el que se ratifiquen y justifiquen las soluciones y definiciones adoptadas en el mismo, acompañando cualquier documentación complementaria que se estime necesaria.

CAPÍTULO 13

Gestión de la calidad de los productos en estructuras de hormigón

Artículo 56. *Criterios específicos para el control de los productos.*

Siguiendo las bases generales para la gestión de la calidad, definidas en el capítulo 5, a continuación se describen los criterios y consideraciones específicas a tener en cuenta, para el control de los productos componentes de las estructuras de hormigón.

En el caso de productos que deban disponer del marcado CE según el Reglamento (UE) N.º 305/2011, de 9 de marzo de 2011, sus prestaciones en relación a las características esenciales deberán evaluarse de conformidad con la norma armonizada que le sea aplicable. Tal y como se recoge en el citado Reglamento, el fabricante del producto será el responsable de la conformidad del producto con las prestaciones declaradas. El fabricante deberá estar en condiciones de aportar garantía de la adecuación de su producto al uso previsto según lo especificado en la norma armonizada y de ponerlas a disposición de quien las solicite con el fin de que, a su vez, pueda pasar estas garantías al usuario final de la obra o del producto en que se incorporen, facilitando para ello la documentación que incluya la información que avale dichas garantías.

El responsable de la recepción será el encargado de verificar, del modo que considere conveniente, que el producto sujeto a recepción es conforme con las especificaciones requeridas. La dirección facultativa, conforme a las obligaciones recogidas en el apartado 17.2.1 de este Código y una vez validado el control de recepción, será la responsable de velar porque el producto incorporado en la obra es adecuado a su uso y cumple con las especificaciones requeridas. En el caso de efectuarse ensayos para comprobar la conformidad del producto, se seguirán los criterios que estuvieran definidos en el programa de control o en el pliego de prescripciones técnicas particulares de la obra o, en su caso, el plan de control.

En el caso de productos que no deban disponer de marcado CE la comprobación de su conformidad comprenderá:

- a) un control documental,
- b) en su caso, un control mediante distintivos de calidad oficialmente reconocidos conformes con lo indicado en el artículo 18, y
- c) en su caso, un control experimental, mediante la realización de ensayos.

Sin perjuicio de lo establecido al respecto en este Código, el pliego de prescripciones técnicas particulares o, en su caso, el plan de control podrá fijar los ensayos que considere pertinentes.

56.1 Control documental.

Con carácter general, el suministro de los materiales recogidos en este artículo deberá cumplir las exigencias documentales recogidas en el apartado 21.1.

Siempre que se produzca un cambio en el suministrador de los materiales recogidos en este artículo, será preceptivo presentar la documentación correspondiente al nuevo producto.

56.2 Inspección de las instalaciones.

En el caso de instalaciones propias de la obra, la dirección facultativa las inspeccionará antes del inicio del suministro para comprobar la idoneidad para la fabricación y la implantación de un control de producción conforme con la legislación vigente y con este Código. En caso de que el constructor haya optado por suministrarse de instalaciones externas de tercero, la dirección facultativa podrá efectuar visita a las mismas.

De igual modo, podrá ordenar la realización de ensayos de recepción a los productos o a los materiales componentes suministrados, a fin de garantizar la conformidad con las especificaciones requeridas.

56.3 Toma de muestras y realización de los ensayos.

En el caso de que fuera necesaria la realización de ensayos para la recepción, éstos deberán efectuarse por un laboratorio de control conforme a lo indicado en el apartado 17.2.2.1.

Cuando la toma de muestras no se efectúe directamente en la obra o en la instalación donde se recibe el material, deberá hacerse a través de una entidad de control de calidad conforme a lo indicado en el apartado 17.2.2.2, o, en su caso, mediante un laboratorio de ensayo conforme a lo indicado en el apartado 17.2.2.1.

Tanto la toma de muestra como los ensayos de recepción se realizarán mediante personal competente.

56.4 Criterios específicos para la comprobación de la conformidad de los productos.

A los efectos de este artículo, se entiende por componentes del hormigón todos aquellos materiales para los que este Código contempla su utilización como materia prima en la fabricación del hormigón. Se entiende por materiales para protección, reparación y refuerzo, aquellos descritos en los Artículos 39, 40 y 41.

El control será efectuado por el responsable de la recepción en la instalación industrial de prefabricación y en la central de hormigón, ya sea de hormigón preparado o de obra, salvo en el caso de centrales de obra, que se llevará a cabo por la dirección facultativa.

56.4.1 Cementos.

La comprobación de la conformidad del cemento se efectuará de acuerdo con la Instrucción para la recepción de cementos vigente.

56.4.2 Áridos.

Los áridos deberán disponer del marcado CE. El responsable de la recepción deberá comprobar que la hoja de suministro, el etiquetado y la copia de la declaración de prestaciones están completas, reúnen los requisitos establecidos y se corresponden con el producto solicitado. Será el encargado de verificar, del modo que considere conveniente, que el producto sujeto a recepción es conforme con las especificaciones requeridas.

En el caso de áridos de autoconsumo, el constructor o, en su caso, el suministrador de hormigón o de los elementos prefabricados, deberá aportar un certificado de ensayo, con antigüedad inferior a tres meses, realizado por un laboratorio de control según el apartado 17.2.2.1 que demuestre la conformidad del árido respecto a las especificaciones contempladas en el proyecto y en el artículo 30 de este Código. Las frecuencias de los ensayos serán equivalentes a las exigidas para los áridos con marcado CE. Para aquellos áridos que no cumplen el huso granulométrico definido en el artículo 30 de este Código, deberán presentar un estudio de finos que justifique experimentalmente su uso.

56.4.3 Aditivos.

Los aditivos deberán disponer del marcado CE. El responsable de la recepción deberá comprobar que la hoja de suministro, el etiquetado y la copia de la declaración de prestaciones están completas, reúnen los requisitos establecidos y se corresponden con el producto solicitado. Será el encargado de verificar, del modo que considere conveniente, que el producto sujeto a recepción es conforme con las especificaciones requeridas.

56.4.4 Adiciones.

Aquellas adiciones contempladas en las correspondientes normas armonizadas deberán disponer del marcado CE.

El responsable de la recepción deberá comprobar que la hoja de suministro, el etiquetado y la copia de la declaración de prestaciones están completas, reúnen los requisitos establecidos y se corresponden con el producto solicitado. Será el encargado de

verificar, del modo que considere conveniente, que el producto sujeto a recepción es conforme con las especificaciones requeridas.

56.4.5 Aguas.

Se podrá eximir de la realización de los ensayos cuando se utilice agua potable de red de suministro.

En otros casos, salvo aquellos sancionados por la práctica, la dirección facultativa, o el responsable de la recepción en el caso de centrales de hormigón preparado o de la instalación de prefabricación, dispondrá la realización de los correspondientes ensayos en un laboratorio de los contemplados en el apartado 17.2.2.1, que permitan comprobar el cumplimiento de las especificaciones del artículo 29 con una periodicidad semestral.

56.4.6 Productos para la protección, reparación y refuerzo.

Salvo en el caso al que se refiere el párrafo siguiente, los materiales para protección, reparación y refuerzo deberán disponer del marcado CE. El responsable de la recepción deberá comprobar que la hoja de suministro, el etiquetado y la copia de la declaración de prestaciones están completas, reúnen los requisitos establecidos y que se corresponden con el producto solicitado. Será el encargado de verificar, del modo que se considere conveniente, que el producto sujeto a recepción es conforme con las especificaciones requeridas.

En el caso de materiales para protección, reparación y refuerzo que, por no estar incluidos en las normas armonizadas, no dispongan de marcado CE, el suministrador deberá demostrar su conformidad con las especificaciones contempladas en el proyecto y en los Artículos 39, 40 y 41 de este Código.

Artículo 57. *Control del hormigón.*

57.1 Criterios generales para el control de la conformidad de un hormigón.

La conformidad de un hormigón con lo establecido en el proyecto se comprobará durante su recepción en la obra, e incluirá su comportamiento en relación con la docilidad, la resistencia y la durabilidad, además de cualquier otra característica que, en su caso, establezca el pliego de prescripciones técnicas particulares.

El control de recepción se aplicará tanto al hormigón preparado, como al fabricado en central de obra e incluirá una serie de comprobaciones de carácter documental y experimental, según lo indicado en este artículo.

Con objeto de garantizar la durabilidad, conforme se recoge en el apartado 43.2.1 de este Código, el hormigón se fabricará en plantas automatizadas de tal manera que se asegure que la dosificación (contenido mínimo de cemento y relación a/c) cumple con los requisitos de durabilidad de este Código. Con este fin el fabricante deberá disponer de un dispositivo asociado a la báscula que registre la pesada o estará en posesión de un Certificado del Fabricante de Software de dosificación y carga, así como un Certificado del Fabricante de Hormigón en el que se garantice la trazabilidad de los datos aportados.

57.2 Toma de muestras.

La toma de muestras se realizará de acuerdo con lo indicado en la norma UNE-EN 12350-1, pudiendo estar presentes en la misma los representantes de la dirección facultativa, del constructor y del suministrador del hormigón.

Cada determinación constará del número mínimo suficiente de probetas, de las cuales se ensayarán a 28 días como mínimo dos de ellas y cuya media será la base para la comprobación de resistencia. También se reservarán al menos dos probetas para ensayar si fuera necesario a edades superiores a 28 días. Transcurridos 60 días sin que nadie autorizado haya dispuesto de las probetas, se desecharán definitivamente.

Salvo en los ensayos previos, la toma de muestras se realizará en el punto de vertido del hormigón (obra o instalación de prefabricación), a la salida de éste del correspondiente elemento de transporte y entre $\frac{1}{4}$ y $\frac{3}{4}$ de la descarga.

El representante del laboratorio levantará un acta de toma de muestras, que deberá estar suscrita como mínimo por un representante del constructor y por él.

Su contenido obedecerá a un modelo de acta conforme lo establecido en la norma UNE-EN 12350-1 y cuyo contenido mínimo se recoge en el Anejo 4.

El constructor o el suministrador de hormigón podrán requerir la realización, a su costa, de una toma de contraste.

57.3 Realización de los ensayos.

En general, la comprobación de las especificaciones de este Código para el hormigón endurecido, se llevará a cabo mediante ensayos realizados a la edad de 28 días.

Cualquier ensayo del hormigón diferente de los contemplados en este apartado, se efectuará según lo establecido en el programa de control o en el correspondiente pliego de prescripciones técnicas o, en su caso, el plan de control, o de acuerdo con las indicaciones de la dirección facultativa y pactadas y conocidas por el suministrador.

57.3.1 Ensayos de docilidad del hormigón.

La docilidad del hormigón se comprobará mediante la determinación de la consistencia del hormigón fresco por el método del asentamiento, según UNE-EN 12350-2. En el caso de hormigones autocompactantes, se llevará a cabo lo indicado para los mismos en el artículo 33 de este Código.

El resultado del ensayo de asentamiento del hormigón se obtiene como la media de dos determinaciones conformes a la norma UNE-EN 12350-2, sobre la misma muestra de hormigón.

El resultado de los ensayos de autocompactabilidad se obtiene como el valor de una única determinación conforme a las normas UNE-EN 12350-8, UNE-EN 12350-9, UNE-EN 12350-10, UNE-EN 12350-11 o UNE-EN 12350-12, sobre la misma muestra de hormigón.

57.3.2 Ensayos de resistencia del hormigón.

La resistencia del hormigón se comprobará mediante ensayos de resistencia a compresión realizados conforme a la norma UNE-EN 12390-3 efectuados sobre probetas fabricadas y curadas según UNE-EN 12390-2.

Todos los métodos de cálculo y las especificaciones de este Código se refieren a características del hormigón endurecido obtenidas mediante ensayos sobre probetas cilíndricas de 150x300 mm de diámetro y altura nominales, con tolerancias conformes a lo especificado en la norma UNE-EN 12390-1. No obstante, para la determinación de la resistencia a compresión, podrán emplearse también:

– probetas cúbicas de 100 mm de dimensión nominal con tolerancias conformes a lo especificado en la norma UNE-EN 12390-1, en el caso de hormigones con $f_{ck} \geq 50$ N/mm² y siempre que el tamaño máximo del árido sea inferior a 12 mm. Podrán utilizarse estas probetas, siempre que el laboratorio tenga la aceptación de la dirección facultativa y disponga de coeficientes de conversión obtenidos a partir de correlaciones fiables con probetas cilíndricas de 150x300 mm. Las correlaciones se referirán a la misma tipificación de hormigón, con un número mínimo de parejas de resultados correlacionados recomendado superior a 18 y un coeficiente de correlación R2 recomendado superior a 0,9.

– probetas cúbicas de 150 mm de dimensión nominal con tolerancias conformes a lo especificado en la norma UNE-EN 12390-1, en cuyo caso los resultados, a efectos de control de calidad, deberán transformarse según la siguiente expresión:

$$f_c = \lambda_{cub15} f_{c,cubica}$$

donde:

f_c Resistencia a compresión, en N/mm², referida a probeta cilíndrica de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura nominales.

$f_{c,cúbica}$ Resistencia a compresión, en N/mm², obtenida a partir de ensayos realizados en probetas cúbicas de 150 mm.

$\lambda_{cil,cub15}$ Coeficiente de conversión.

Tabla 57.3.2 Coeficientes de conversión

Resistencia en probeta cúbica, f_c (N/mm ²)	$\lambda_{cil,cub15}$
$f_c < 60$	0,90
$60 \leq f_c < 80$	0,95
$f_c \geq 80$	1,00

Durante el periodo de permanencia en obra o en instalaciones de prefabricados las probetas deberán estar protegidas de impactos, vibraciones, soleamiento directo, deshidratación o exposición al viento. Con objeto de evitar la desecación, tras la fabricación de las probetas la superficie expuesta debe cubrirse con una arpillería húmeda o similar, y los moldes deben permanecer en una bolsa sellada.

La temperatura exterior alrededor de las probetas deberá permanecer en el intervalo de 20°C ± 5°C (25°C ± 5°C en tiempo caluroso). En caso de no poder cumplir las condiciones de temperatura durante un periodo superior a 2 horas mientras las probetas se encuentran en la obra, el constructor deberá disponer una habitación o recinto donde depositar las probetas y que sea capaz de mantener las temperaturas de conservación establecidas. La existencia de dicho recinto deberá quedar debidamente documentada en los correspondientes partes de fabricación de probetas.

El periodo de permanencia de las probetas en la obra será de al menos 16 horas, sin superar las 72 horas hasta la entrada en la cámara de curado. Es recomendable que el periodo máximo de permanencia hasta la entrada en la cámara de curado no supere las 48 horas, especialmente en los meses de verano. En los meses de invierno, el periodo mínimo de permanencia de las probetas en la obra será de 24 horas.

Para su consideración al aplicar los criterios de aceptación para la resistencia del hormigón, del apartado 57.5.3, el recorrido relativo de un grupo de tres probetas obtenido mediante la diferencia entre el mayor resultado y el menor, dividida por el valor medio de las tres, tomadas de la misma amasada, no podrá exceder el 20%. En el caso de dos probetas, el recorrido relativo no podrá exceder el 13%.

57.3.3 Ensayos de durabilidad.

La comprobación, en los casos indicados en el apartado 57.5.7, de la profundidad de penetración de agua bajo presión en el hormigón, se ensayarán según UNE-EN 12390-8. El curado de las probetas se realizará en cámara a 20 ± 2 °C y humedad relativa ≥ 95 %.

Antes de iniciar el ensayo, se someterá a las probetas a un periodo de secado previo de 72 horas en una estufa de tiro forzado a una temperatura de 50 ± 5 °C.

Se procederá a la fabricación de tres probetas de la misma muestra para su ensayo. Los ensayos se realizarán conforme a lo establecido en el apartado 57.3 de este Código. Se elaborará un informe con los resultados obtenidos. Se indicará también la dosificación real empleada en el hormigón ensayado, así como la identificación de sus materias primas.

Los resultados de los ensayos de profundidad de penetración de agua se ordenarán de acuerdo con el siguiente criterio:

- Las profundidades máximas de penetración: $Z_1 \leq Z_2 \leq Z_3$.
- Las profundidades medias de penetración: $T_1 \leq T_2 \leq T_3$.

La comprobación, en los casos indicados en el apartado 57.5.7, del contenido de aire ocluido, se ensayará según UNE-EN 12350-7.

57.4 Control previo al suministro.

Las comprobaciones previas al suministro del hormigón tienen por objeto verificar la conformidad de la dosificación e instalaciones que se pretenden emplear para su fabricación.

En el caso de cambio de suministrador de hormigón durante la obra, será preceptivo volver a realizar las comprobaciones recogidas en este artículo.

57.4.1 Comprobación documental previa al suministro.

Además de la documentación general a la que hace referencia el apartado 57.5.1, que sea aplicable al hormigón, en el caso de hormigones que no estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, según el Anejo 4 el suministrador, o en su caso el constructor, deberá presentar a la dirección facultativa una copia firmada por persona física con representación suficiente, de la declaración responsable cuyo modelo se adjunta en el citado anexo, y en su caso el resto de los ensayos previos y característicos, con una antigüedad máxima de seis meses.

En su caso, certificado de inspección de la central suministradora del hormigón preparado, según proceda, en función de lo establecido en la reglamentación industrial vigente relativa al control de producción de hormigones fabricados en central.

57.4.2 Comprobación de las instalaciones.

La dirección facultativa valorará la conveniencia de efectuar, directamente o a través de una entidad de control de calidad, y preferiblemente antes del inicio del suministro, una visita de inspección a la central de hormigón al objeto de comprobar su idoneidad para fabricar el hormigón que se requiere para la obra. En particular, se atenderá al cumplimiento de las exigencias establecidas en el artículo 51.

En su caso, se comprobará que se ha implantado un control de producción conforme con la reglamentación vigente que sea de aplicación y que está correctamente documentado, mediante el registro de sus comprobaciones y resultados de ensayo en los correspondientes documentos de autocontrol.

La dirección facultativa podrá comprobar que la central de hormigón garantiza la durabilidad conforme a lo indicado al apartado 57.1 de este Código.

Además se comprobará que la central de hormigón dispone de un sistema de gestión de los acopios de materiales componentes, según lo establecido en el apartado 51.2.2, que permita establecer la trazabilidad entre los suministros de hormigón y los materiales empleados para su fabricación.

57.4.3 Comprobaciones experimentales previas al suministro.

Las comprobaciones experimentales previas al suministro consistirán, en su caso, en la realización de ensayos previos y de ensayos característicos, de conformidad con lo indicado en el Anejo 13.

Los ensayos previos tienen como objeto comprobar la idoneidad de los materiales componentes y las dosificaciones a emplear mediante la determinación de la resistencia a compresión de hormigones fabricados en laboratorio.

Los ensayos característicos tienen la finalidad de comprobar la idoneidad de los materiales componentes, las dosificaciones y las instalaciones a emplear en la fabricación del hormigón, en relación con su capacidad mecánica y su durabilidad. Para ello, se efectuarán ensayos de resistencia a compresión y, en su caso, de profundidad de penetración de agua bajo presión de hormigones fabricados en las mismas condiciones de la central y con los mismos medios de transporte con los que se hará el suministro a la obra.

En el caso que el hormigón se fabrique en obra o no se puedan aplicar las exenciones previstas en el apartado 57.4.3.1, la dirección facultativa podrá exigir la documentación acreditativa de los ensayos previos y característicos, con antigüedad máxima de 6 meses.

57.4.3.1 Posible exención de ensayos.

No serán necesarios los ensayos previos, ni los característicos en el caso de que un hormigón esté en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.

Cuando el hormigón proceda de una misma central que tenga documentada su experiencia de uso anterior en otras obras con la misma dosificación, con las mismas materias primas de igual naturaleza y origen, y se utilicen las mismas instalaciones no serán necesarios los ensayos previos, ni los característicos tanto los de resistencia como los de durabilidad.

57.5 Control durante el suministro.

57.5.1 Control documental durante el suministro.

Cada partida de hormigón empleada en la obra deberá ir acompañada de una hoja de suministro, cuyo contenido mínimo se establece en el Anejo 4.

El constructor, o la persona designada en obra que le represente técnicamente, comprobará, bajo la supervisión de la dirección facultativa, que los valores reflejados en la hoja de suministro son conformes con las especificaciones de este Código, y se corresponden con las de la dosificación declarada por el suministrador.

57.5.2 Comprobación de la conformidad de la docilidad del hormigón durante el suministro.

57.5.2.1 Realización de los ensayos.

Los ensayos de consistencia del hormigón fresco se realizarán, de acuerdo con lo indicado en el apartado 57.3.1, cuando se produzca alguna de las siguientes circunstancias:

- a) cuando se fabriquen probetas para controlar la resistencia,
- b) en todas las amasadas que se coloquen en obra con un control indirecto de la resistencia, según lo establecido en el apartado 57.5.6, y
- c) siempre que lo indique la dirección facultativa o lo establezca el pliego de prescripciones técnicas particulares.

En el caso de hormigones autocompactantes, la dirección facultativa, en función de la aplicación a la que esté destinado el hormigón, decidirá las características de autocompactabilidad a controlar de las definidas en el apartado 33.5 y la frecuencia de control de las mismas. Como mínimo, deberían controlarse:

- la fluidez, mediante la determinación del escorrimiento conforme a la norma UNE-EN 12350-8, con las mismas frecuencias establecidas anteriormente para la consistencia de los hormigones convencionales;
- la capacidad de paso, mediante el ensayo del anillo japonés conforme a la norma UNE-EN 12350-12, realizando una determinación cada cuatro ensayos de escorrimiento.

57.5.2.2 Criterios de aceptación o rechazo.

La especificación para la consistencia será la recogida en el pliego de prescripciones técnicas particulares o, en su caso, la indicada por la dirección de obra. Se considerará conforme cuando el asentamiento obtenido en los ensayos se encuentre dentro de los límites definidos en la tabla 57.5.2.2.

Tabla 57.5.2.2 Tolerancias para la consistencia del hormigón

Consistencia definida por su clase conforme a la tabla 33.5.a		
Tipo de consistencia	Tolerancia en mm	Intervalo resultante en mm
Seca (S)		0 - 30
Plástica (P)		20 - 50
Blanda (B)	±10	40 - 100
Fluida (F)		90 - 160
Líquida (L)		150 - 220

El ensayo será satisfactorio cuando el resultado, conforme a lo indicado en el apartado 57.3.1, esté comprendido en el intervalo correspondiente a la clase especificada definido en la tabla 57.5.2.2.

En el caso del hormigón autocompactante, los ensayos serán satisfactorios cuando los resultados, conforme a lo indicado en el apartado 57.3.1, estén comprendidos en los intervalos de la tabla 33.5b.

En el caso de que se tipifique una clase concreta de autocompactabilidad conforme al apartado 33.6 de este Código, los ensayos serán satisfactorios cuando los resultados estén comprendidos en los intervalos correspondientes de las tablas 33.6a, 33.6b, 33.6c o 33.6d.

Para hormigones autocompactantes no se permitirá ninguna tolerancia respecto a los valores especificados en la tabla 33.5b y las tablas del apartado 33.6 de este Código.

Ante el incumplimiento de los criterios de aceptación podrán adoptarse medidas tendentes a garantizar la aptitud de la amasada, valorando la verdadera causa de la consistencia no conforme, considerando como punto de partida el diseño de la mezcla y las circunstancias de fabricación y transporte que hayan podido concurrir. Si tras la valoración, la amasada se considera irrecuperable, se procederá a su rechazo.

57.5.3 Modalidades de control de la conformidad de la resistencia del hormigón durante el suministro.

El control de la resistencia del hormigón tiene la finalidad de comprobar que la resistencia del hormigón realmente suministrado a la obra es conforme a la resistencia característica especificada en el proyecto, de acuerdo con los criterios de seguridad y garantía para el usuario definidos por este Código. La modalidad de control que se adopte en el proyecto podrá ser:

- modalidad 1. Control estadístico, según 57.5.4;
- modalidad 2. Control al 100 por 100, según 57.5.5; y
- modalidad 3. Control indirecto, según 57.5.6.

Los ensayos de resistencia a compresión se realizarán de acuerdo con el apartado 57.3.2. Su frecuencia y los criterios de aceptación aplicables serán función de:

- la posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido,
- que el hormigón tenga certificada la dispersión dentro del alcance de certificación de un distintivo de calidad oficialmente reconocido,
- la modalidad de control que se adopte.

En caso de centrales de hormigón en las que sus productos posean distintivos de calidad oficialmente reconocidos, aquellos hormigones de condiciones de fabricación especial (principalmente aquellos de muy baja producción o producidos esporádicamente) podrán tener certificada la dispersión. Será imprescindible, entre otros requisitos, que la certificación de la dispersión se incluya en el alcance de la certificación del distintivo de calidad.

57.5.4 Control estadístico de la resistencia del hormigón durante el suministro.

Esta modalidad de control es la de aplicación general a todas las obras de hormigón estructural.

57.5.4.1 Lotes y ensayos de control de la resistencia.

Antes de iniciar el suministro del hormigón, la dirección facultativa comunicará al constructor, y éste al suministrador, el criterio de aceptación aplicable.

Para el control de su resistencia, el hormigón de la obra se dividirá en lotes, previamente al inicio de su suministro, de acuerdo con lo indicado en la tabla 57.5.4.1, salvo excepción justificada bajo la responsabilidad de la dirección facultativa.

Todas las amasadas de un lote procederán del mismo suministrador, estarán elaboradas con los mismos materiales componentes y tendrán la misma dosificación nominal. Además, no se mezclarán en un lote hormigones que pertenezcan a filas distintas de la tabla 57.5.4.1.

La conformidad del lote en relación con la resistencia se comprobará a partir de los valores medios de los resultados obtenidos sobre dos probetas tomadas para cada una de las N amasadas controladas, de acuerdo con la tabla 57.5.4.1.

Tabla 57.5.4.1 Tamaño máximo de los lotes de control de la resistencia y número de amasadas a ensayar por lote (N)

Tipo de elemento	Volumen de hormigón	Tiempo de hormigonado	N.º de elementos o dimensión	N.º de amasadas a controlar en cada lote Hormigón sin distintivo oficialmente reconocido	N.º de amasadas a controlar en cada lote Hormigón con distintivo oficialmente reconocido
Cimentaciones con elementos de volumen superior a 200 m ³	V. vertido de forma continua	1 semana	1 elemento	N ≥ V/35 N ≥ 3	N ≥ V/105 N≥1
Cimentaciones superficiales con elementos de volumen inferior a 200 m ³	100 m ³	1 semana		N ≥ 3	N=1
Vigas, forjados, losas para pavimentos y otros elementos trabajando a flexión	100 m ³	2 semanas	1000 m ² de superficie construida 2 plantas (**)	N ≥ 3	N=1
Losa superior o inferior en marcos	200 m ³ V. vertido de forma continua	2 días	totalidad del elemento (losa superior o losa inferior)	N ≥ V/30 N ≥ 3	N=1
Pilares y muros portantes de edificación	100 m ³	2 semanas	500 m ² de superficie construida (*) 2 plantas (**)	N ≥ 3	N=1
Pilas y estribos de puente (con encofrado convencional)	50 m ³	1 día	1 pila / 1 estribo	N ≥ 3	N=1
Pilas de puente construidas por trepado y deslizado	100 m ³	2 días	1 pila	N ≥ V/20 N ≥ 4	N=1
Tableros de puente en general y losas in situ de tableros con elementos prefabricados y mixtos	300 m ³	1 día	1 vano 50 m de longitud	N ≥ V/20 N ≥ 4	N ≥ V/60 N≥1

Tipo de elemento	Volumen de hormigón	Tiempo de hormigonado	N.º de elementos o dimensión	N.º de amasadas a controlar en cada lote Hormigón sin distintivo oficialmente reconocido	N.º de amasadas a controlar en cada lote Hormigón con distintivo oficialmente reconocido
Tableros construidos por fases ^(***)	600 m ³		1 fase	N ≥ V/30 N ≥ 4	N ≥ V/90 N≥1
Otros elementos o grupos de elementos que funcionan fundamentalmente a compresión	100 m ³	2 semanas	500 m ² de superficie construida 2 plantas	N ≥ 3	N=1
Soleras de túneles	100 m ³	1 día	1 fase	N ≥ 3	N=1
Contrabóvedas de túneles	100 m ³	1 día	1 fase	N ≥ 3	N=1

(*) En el caso de que el número de amasadas necesarias para ejecutar los pilares de un lote sea igual o inferior a tres, el límite de 500 m² se podrá elevar a 1000 m².

(**) En el caso de que un lote esté constituido por elementos de dos plantas, se deberán tener resultados de ambas plantas.

(***) A los efectos de la definición de lotes, se entiende por fase aquella parte de la estructura que se hormigona de una sola vez, de acuerdo con lo previsto en el proyecto y de manera que transcurra el tiempo suficiente para que desarrolle la resistencia requerida antes de que se ejecute la siguiente fase.

Cuando un lote esté constituido por amasadas de hormigones en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, se aumentará su tamaño multiplicando los valores de la tabla 57.5.4.1 por cinco.

En el caso de que un lote esté constituido por amasadas de hormigones pertenecientes a centrales cuya dispersión esté certificada, se aumentará su tamaño multiplicando por dos los valores de la tabla 57.5.4.1.

En estos casos de tamaño ampliado del lote, el número mínimo de lotes será de tres, correspondiendo, si es posible, cada lote a elementos incluidos en filas distintas de la tabla 57.5.4.1 y en caso de obras de edificación los tres lotes mínimos corresponderían a cimentación, elementos sometidos a compresión y elementos sometidos a flexión.

En el caso de que se produjera un incumplimiento al aplicar el criterio de aceptación correspondiente, la dirección facultativa no aplicará la consideración especial de ampliación del tamaño del lote y reducción del número de amasadas de ensayo por lote, definida para hormigón con distintivo de calidad oficialmente reconocido, para los seis lotes siguientes a partir de la detección del incumplimiento. Si en dichos lotes se cumplen las exigencias del distintivo, la dirección facultativa, en el séptimo lote volverá a aplicar las consideraciones para tamaño de lote y número de amasadas de ensayo, definido para hormigones con distintivo de calidad oficialmente reconocido. Si por el contrario, se produjera algún nuevo incumplimiento en los seis lotes mencionados, la comprobación de la conformidad, (tamaño del lote, número de amasadas por lote y criterio de aceptación) durante el resto del suministro se efectuará como si el hormigón no estuviera en posesión del distintivo de calidad o no tuviera la dispersión certificada en la central.

En ningún caso, un lote podrá estar formado por amasadas suministradas a la obra durante un período de tiempo superior a seis semanas.

En el caso de que un lote esté ejecutado con hormigón de resistencia $\geq f_{ck}$ 50 N/mm², deberá cumplir además, que:

$$N \geq 6$$

57.5.4.2 Criterios de identificación de la resistencia del hormigón.

Esta modalidad se aplica únicamente a hormigones en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, ya que su objeto es detectar si un determinado volumen de hormigón pertenece a la misma población ya verificada como conforme con la resistencia característica mediante la evaluación de la conformidad realizada por la entidad que otorga el distintivo.

Se procederá a la aceptación del lote cuando se cumpla el siguiente criterio:

$$x_i \geq f_{ck}$$

donde:

x_i Resistencia a la compresión obtenida en las determinaciones de resistencia para cada una de las amasadas.

57.5.4.3 Criterios de aceptación o rechazo de la resistencia del hormigón.

Los criterios de aceptación de la resistencia del hormigón para esta modalidad de control, se definen a partir de la siguiente casuística:

- Caso 1: hormigones con la dispersión certificada dentro del alcance de certificación de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.
- Caso 2: hormigones sin distintivo de calidad oficialmente reconocido suministrados de forma continua por la misma central de hormigón preparado en los que se controlan en la obra más de treinta y seis amasadas del mismo tipo de hormigón.
- Caso 3: hormigones sin distintivo de calidad oficialmente reconocido, fabricados de forma continua en central de obra o suministrados de forma continua por la misma central de hormigón preparado.

Para cada caso, se procederá a la aceptación del lote cuando se cumplan los criterios establecidos en la tabla 57.5.4.3.a.

Tabla 57.5.4.3.a Criterios de aceptación de los lotes de hormigón

Caso de control estadístico	Criterio de aceptación	Observaciones
1	$f(\bar{x}) = \bar{x}(1 - 1.66\delta^*) \geq f_{ck}$	Hormigones con la dispersión certificada dentro del alcance de certificación de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.
2	$f(\bar{x}) = \bar{x} - 1.66s_{35}^* \geq f_{ck}$	Se han controlado más de 36 amasadas.
3	$f(x_i) = x_i K_n \geq f_{ck}$	Hasta la 36. ^a amasada.

donde:

$f(\bar{x})$; $f(x_i)$ Funciones de aceptación.

\bar{x} Valor medio de los resultados obtenidos en las N amasadas ensayadas por lote de obra.

x_i Valor mínimo de los resultados obtenidos en las últimas N amasadas controladas del lote de obra.

f_{ck} Valor de la resistencia característica especificada en el proyecto.

K_n Coeficiente que toma los valores reflejados en la tabla 57.5.4.3.b.

s_{35}^* Valor de la desviación típica muestral, correspondiente a las últimas 35 amasadas.

$$s_{35}^* = \sqrt{\frac{1}{34} \sum_{i=1}^{35} (x_i - \bar{x}_{35})^2}$$

δ^* Coeficiente de variación certificado.

Tabla 57.5.4.3.b Número de amasadas controladas

Coeficiente	Número de amasadas controladas (N)								
	3	4	5	6	7	8	9	10	>10
K_n	0,89	0,91	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	1

57.5.5 Control de la resistencia del hormigón al 100 por 100.

57.5.5.1 Realización de los ensayos.

Esta modalidad de control es de aplicación a cualquier estructura, siempre que se adopte antes del inicio del suministro del hormigón.

La conformidad de la resistencia del hormigón se comprueba determinando la misma en todas las amasadas sometidas a control y calculando, a partir de sus resultados, el valor de la resistencia característica real, $f_{c,real}$.

57.5.5.2 Criterios de aceptación o rechazo.

Cuando el número N de amasadas que se vayan a controlar sea igual o menor que 20, $f_{c,real}$ será el valor de la resistencia de la amasada más baja encontrada en la serie.

Cuando el número N de amasadas que se vayan a controlar sea mayor que 20, el valor de $f_{c,real}$ corresponde a la resistencia de la amasada que, una vez ordenadas las N determinaciones de menor a mayor, ocupa el lugar $n = 0,05 N$, redondeándose n por exceso.

El criterio de aceptación se define por las siguientes expresiones:

$$f_{c,real} \geq f_{ck}$$

$$f_1 \geq 0,9 \cdot f_{ck}$$

donde f_1 es el valor mínimo de los resultados obtenidos en las N amasadas controladas.

57.5.6 Control indirecto de la resistencia del hormigón.

En el caso de elementos de hormigón estructural, esta modalidad de control solo podrá aplicarse para hormigones en masa o armados en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, que se empleen en uno de los siguientes casos:

- elementos de edificios de viviendas de una o dos plantas, con luces inferiores a 6,00 metros,
- elementos de edificios de viviendas de hasta cuatro plantas, que trabajen a flexión, con luces inferiores a 6,00 metros,
- obras de ingeniería de pequeña importancia.

Además, será necesario que se cumplan las dos condiciones siguientes:

- que el ambiente en el que está ubicado el elemento sea X0 o XC según lo indicado en el artículo 27,
- que en el proyecto se haya adoptado una resistencia de cálculo a compresión f_{cd} no superior a 15 N/mm².

57.5.6.1 Realización de los ensayos.

Se realizarán, al menos, cuatro determinaciones de la consistencia espaciadas a lo largo de cada jornada de suministro, además de cuando así lo indique la dirección facultativa o lo exija el pliego de prescripciones técnicas particulares.

Para la realización de estos ensayos será suficiente que se efectúen bajo la supervisión de la dirección facultativa, archivándose en obra los correspondientes registros, que incluirán tanto los valores obtenidos como las decisiones adoptadas en cada caso.

57.5.6.2 Criterios de aceptación o rechazo.

Se aceptará el hormigón suministrado si se cumplen simultáneamente las tres condiciones siguientes:

- a) los resultados de los ensayos de consistencia cumplen lo indicado en el apartado 57.5.2;
- b) se mantiene, en su caso, la vigencia del distintivo de calidad para el hormigón empleado durante la totalidad del período de suministro a la obra;
- c) se mantiene, en su caso, la vigencia del reconocimiento oficial del distintivo de calidad.

57.5.7 Comprobación de la conformidad de la durabilidad del hormigón durante el suministro.

En los hormigones que no posean un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme a lo indicado en el artículo 18, se realizará el ensayo de penetración de agua en el hormigón, de acuerdo con lo indicado en el apartado 57.3.3, al inicio y posteriormente una vez cada seis meses a lo largo del suministro para cada tipo de dosificación, para los hormigones de ambientes XA, XS, XD, XF o XM.

La dirección facultativa o el plan de control, pueden extender este ensayo a hormigones de otros ambientes. En este caso se considerará como «característica adicional» en la designación del hormigón, siendo de aplicación lo previsto en este caso en el apartado 51.3.4 de este Código.

El ensayo será satisfactorio cuando el resultado, conforme a lo indicado en el apartado 57.3.3 cumpla simultáneamente las siguientes condiciones.

Tabla 57.5.7 Especificaciones para las profundidades máxima y media en el ensayo de penetración de agua

Clase de exposición ambiental	Especificaciones para las profundidades máxima	Especificaciones para las profundidades medias
XS3, XA3 XA2 (solo en el caso de elementos pretensados)	$Z_m = \frac{Z_1 + Z_2 + Z_3}{3} \leq 30 \text{ mm}$ $Z_3 \leq 40 \text{ mm}$	$T_m = \frac{T_1 + T_2 + T_3}{3} \leq 20 \text{ mm}$ $T_3 \leq 27 \text{ mm}$
XS1, XS2, XD1, XD2, XD3, XA1, XM1, XM2, XM3, XF3, XF1, XF2, XF4, XA2 (en el caso de elementos en masa o armados)	$Z_m = \frac{Z_1 + Z_2 + Z_3}{3} \leq 50 \text{ mm}$ $Z_3 \leq 65 \text{ mm}$	$T_m = \frac{T_1 + T_2 + T_3}{3} \leq 30 \text{ mm}$ $T_3 \leq 40 \text{ mm}$
X0, XC1, XC2, XC3, XC4	No requiere esta comprobación	No requiere esta comprobación

En los hormigones que no posean un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme a lo indicado en el artículo 18, se realizará el ensayo de contenido de aire en el hormigón, de acuerdo con lo indicado en el apartado 57.3.3, al inicio y posteriormente una vez cada seis meses a lo largo del suministro para cada tipo de dosificación, cuando un hormigón esté sometido a una clase de exposición XF2 y XF4.

La dirección facultativa o el pliego de prescripciones técnicas de la obra pueden extender este ensayo a otros ambientes. En este caso se considerará «característica adicional» en la designación del hormigón, siendo de aplicación lo previsto para este caso en el apartado 51.3.4 de este Código.

El ensayo será satisfactorio cuando el resultado, conforme a lo indicado en el apartado 57.3.3 cumpla con la limitación indicada en el apartado 43.3.2 de este Código.

57.6 Certificado del hormigón suministrado.

Al finalizar el suministro de un hormigón a la obra, el constructor facilitará a la dirección facultativa un certificado de los hormigones suministrados, con indicación de los tipos y cantidades de los mismos, elaborado por el fabricante y firmado por persona física con representación suficiente, cuyo contenido será conforme a lo establecido en el Anexo 4 de este Código. También se podrán elaborar certificados parciales mensuales en el caso de suministros prolongados en el tiempo.

57.7 Decisiones derivadas del control.

La decisión de aceptación de un hormigón estará condicionada a la comprobación de su conformidad, aplicando los criterios establecidos para ello en este Código o, en su caso, mediante las conclusiones extraídas de los estudios especiales que proceda efectuar, de conformidad con lo indicado en este apartado en el caso de incumplimiento en los referidos criterios.

57.7.1 Decisiones derivadas del control previo al suministro.

Para aceptar que se inicie el suministro de un hormigón a la obra, se comprobará previamente que se han subsanado los incumplimientos referentes al apartado 57.4. En caso contrario, no podrá comenzarse el suministro del hormigón a la obra.

57.7.2 Decisiones derivadas del control previas a su puesta en obra.

La dirección facultativa, o en quién ésta delegue, no aceptará la puesta en obra de una amasada de hormigón en la que se detectan incumplimientos referentes a los apartados 57.5.1 y 57.5.2 de este Código.

57.7.3 Decisiones derivadas del control experimental tras su puesta en obra.

57.7.3.1 Decisiones derivadas del control de la resistencia.

En el caso de un hormigón en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, que no cumpla el criterio de aceptación definido en la tabla 57.5.4.3.a para el control de identificación, la dirección facultativa aceptará el lote cuando los valores individuales obtenidos en dichos ensayos sean superiores a $0,90.f_{ck}$ y siempre que, además, tras revisar los resultados de control de producción correspondientes al período más próximo a la fecha de suministro del mismo, se cumpla:

$$\bar{x} - 1,645\sigma \geq 0,90.f_{ck}$$

donde:

\bar{x} Valor medio del conjunto de valores que resulta al incorporar el resultado no conforme a los catorce resultados del control de producción que sean temporalmente más próximos al mismo, y

σ Valor de la desviación típica correspondiente a la producción del tipo de hormigón suministrado, en N/mm², y certificado en su caso por el distintivo de calidad

En otros casos, la dirección facultativa, sin perjuicio de las sanciones que fueran contractualmente aplicables y conforme a lo previsto en el correspondiente pliego de prescripciones técnicas particulares, valorará la aceptación, refuerzo o demolición de los elementos construidos con el hormigón del lote a partir de la información obtenida mediante la aplicación gradual de los procedimientos que se detallan en los apartados siguientes.

57.7.3.2 Actuaciones consecuentes a las decisiones derivadas del control de la resistencia.

De forma general, la dirección facultativa dispondrá de los siguientes instrumentos de actuación que se exponen en este apartado, una vez que el lote ha resultado no conforme.

Estos criterios son válidos tanto para edificación u obra civil, aunque en el primer caso, en el que los proyectos tienen una misma tipología estructural (cimentación, pilares y elementos horizontales) se puede precisar un criterio específico de actuación posterior.

Los criterios en cuestión son:

a) Para hormigones que no dispongan de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, se podrá disponer de las dos probetas no ensayadas de las amasadas del lote no conforme y hacer una nueva estimación de la resistencia. La dirección facultativa en el caso de ensayar probetas con más de 28 días, valorará el incremento de la resistencia con la edad de la probeta.

b) Además la dirección facultativa podrá disponer la realización de ensayos de información complementaria, conforme a lo dispuesto en el apartado 57.8, al objeto de comprobar si la resistencia característica del hormigón real de la estructura, se corresponde con la especificada en el proyecto. Dichos ensayos serán realizados por un laboratorio acordado por las partes y conforme con el apartado 17.2.2.

c) En el caso de que a partir de los ensayos de información se deduzca que la resistencia característica estimada del hormigón de la estructura es inferior a la especificada en el proyecto, por iniciativa propia o a petición de cualquiera de las partes, la dirección facultativa podrá encargar la realización de un estudio específico de seguridad de los elementos afectados por el hormigón del lote sometido a aceptación, en el que se compruebe que es admisible el nivel de seguridad que se obtiene con el valor de resistencia del hormigón realmente colocado en la obra estimado a partir de los ensayos de información. El estudio de seguridad lo realizará la propia dirección facultativa u otro técnico habilitado en quien delegue.

d) En casos muy específicos y una vez realizado el estudio de seguridad, la dirección facultativa podrá ordenar el ensayo del comportamiento estructural del elemento realmente construido, mediante la realización de pruebas de carga, de acuerdo con el apartado 23.2 de este Código.

57.7.3.3 Decisiones derivadas del control de la durabilidad.

En el caso de que se detectase que un hormigón colocado en la obra presenta cualquier incumplimiento de las exigencias de durabilidad que contempla este Código, la dirección facultativa valorará la realización de comprobaciones experimentales específicas y, en su caso, la adopción de medidas de protección superficial para compensar los posibles efectos potencialmente desfavorables del incumplimiento.

En particular, la dirección facultativa valorará cuidadosamente el control establecido en el apartado 57.5.7.

57.8 Ensayos de información complementaria del hormigón.

Estos ensayos solo son preceptivos en los casos previstos por este Código en el apartado 57.7, cuando lo contemple el pliego de prescripciones técnicas particulares o cuando así lo exija la dirección facultativa. Su objeto es estimar la resistencia del hormigón de una parte determinada de la obra, a una cierta edad o tras un curado en condiciones análogas a las de la obra.

La dirección facultativa podrá decidir su empleo por solicitud de cualquiera de las partes, cuando existan dudas justificadas sobre la representatividad de los resultados obtenidos en el control experimental a partir de probetas de hormigón fresco.

Los ensayos de información del hormigón pueden consistir en:

a) la rotura de probetas testigo extraídas del hormigón endurecido, conforme a la norma UNE-EN 12504-1. Este ensayo no deberá realizarse cuando la extracción pueda

afectar de un modo sensible a la capacidad resistente del elemento en estudio, hasta el punto de resultar un riesgo inaceptable. En estos casos puede estudiarse la posibilidad de realizar el apeo del elemento, previamente a la extracción;

b) el empleo de métodos no destructivos fiables, como complemento de los anteriormente descritos y debidamente correlacionados con los mismos.

La dirección facultativa juzgará en cada caso los resultados, teniendo en cuenta que para la obtención de resultados fiables la realización, siempre delicada de estos ensayos, deberá estar a cargo de personal especializado.

57.9 Control del hormigón para la fabricación de elementos prefabricados.

En el caso de elementos prefabricados que tengan marcado CE, su control del hormigón deberá realizarse conforme a los correspondientes criterios establecidos en la correspondiente norma europea armonizada.

En el caso de productos para los que no sea de aplicación el marcado CE o para aquéllos en los que el prefabricador desee voluntariamente que, de acuerdo con el apartado 62.1, le sea aplicado un coeficiente parcial de seguridad de 1,50 para el hormigón, deberá seguirse lo indicado en este apartado.

Esta modalidad de control es de aplicación general a los hormigones de autoconsumo fabricados en centrales fijas ubicadas en instalaciones destinadas a la fabricación industrial de elementos prefabricados estructurales.

Son de aplicación los criterios específicos establecidos para los materiales en el artículo 56 y los ensayos indicados en el apartado 57.3.

El control descrito en los apartados siguientes deberá ser realizado por el fabricante de los elementos en su propia planta, pudiendo la dirección facultativa disponer la comprobación de la conformidad de dicho control, de acuerdo con lo indicado en el artículo 62.

57.9.1 Control de la conformidad en la docilidad del hormigón.

57.9.1.1 Realización de los ensayos.

Los ensayos de consistencia del hormigón fresco se realizarán, de acuerdo con lo indicado en el apartado 57.3.1, cuando se fabriquen probetas para controlar la resistencia.

57.9.1.2 Criterio de aceptación.

El ensayo será satisfactorio cuando el resultado esté dentro de las tolerancias marcadas en el proyecto, o en su defecto, en el Código Estructural.

57.9.2 Control estadístico de la resistencia.

Para el control de la resistencia, de acuerdo al apartado 62.5.3 se considera como lote el conjunto del mismo tipo de hormigón con el que se ha fabricado la totalidad de elementos prefabricados de una misma tipología en un período de tiempo. El período máximo de tiempo será de un mes natural para fabricaciones continuas de un tipo de hormigón, o de una semana, en el caso de hormigones con bajas producciones. Se entenderá como baja producción aquella que no alcance las 16 tomas mensuales exigidas para la producción continua.

Todas las amasadas del mismo lote estarán elaboradas con los mismos materiales componentes y tendrán la misma dosificación nominal.

El control estadístico de la resistencia deberá obtenerse a partir de los resultados de los ensayos acumulados del mismo tipo de hormigón en la misma planta, con independencia de que los elementos prefabricados con las amasadas de ese lote pertenezcan a más de una obra.

Tabla 57.9.2 Lote de control de la resistencia para hormigones empleados en la fabricación de elementos prefabricados

	Producción continua	Baja producción
Frecuencia de ensayo (hasta 300 m ³ por tipo) ^(*)	diaria	diaria
N. ^o de ensayos mínimos	16/mes	2/semana

(*) En producciones superiores a 300 m³ por tipo y día, se incrementará en una toma diaria más.

57.9.2.1 Realización de los ensayos.

El proyecto o, en su caso, el prefabricador identificará la resistencia característica que debe cumplir cada tipo de hormigón que se utilice en la realización de los elementos prefabricados estructurales.

La conformidad de la resistencia del hormigón de cada lote se comprobará determinando la misma en todas las amasadas sometidas a control, mediante la aplicación de los criterios de conformidad establecidos en el apartado 57.9.2.

Las tomas de muestras se realizarán aleatoriamente entre las amasadas del mismo tipo de hormigón dentro del período considerado.

Se realizará un control de contraste externo de la resistencia del hormigón con una frecuencia nunca inferior a 2 determinaciones al mes para el total de la producción, cuando existan varios tipos de hormigón fabricados en el mes, procurando un muestreo equitativo de los hormigones a lo largo de los meses. En caso de darse la circunstancia de producir un solo tipo de hormigón durante el mes se efectuará un control mensual de dicho tipo de hormigón.

57.9.2.2 Criterios de aceptación o rechazo de la resistencia del hormigón.

El criterio de aceptación de la resistencia del hormigón fabricado en central y destinado a elementos prefabricados estructurales con producción continua de un tipo de hormigón se define según la expresión siguiente:

$$f(\bar{x}) = \bar{x} - 1,66 s_{35}^* \geq f_{ck}$$

donde:

\bar{x} Valor medio de los resultados obtenidos en las N amasadas ensayadas por lote.

s_{35}^* Valor de la desviación típica correspondiente a la producción del tipo de hormigón suministrado en N/mm², obtenida a partir de los 35 últimos resultados.

$$s_{35}^* = \sqrt{\frac{1}{34} \sum_{i=1}^{35} (x_i - \bar{x}_{35})^2}$$

f_{ck} Valor de la resistencia característica especificada para el tipo de hormigón utilizado.

Cuando no exista producción continua de un tipo de hormigón, dando lugar a baja producción de un tipo de hormigón, se comprobarán los lotes establecidos en la tabla 57.9.2 con periodicidad semanal mediante el criterio siguiente:

$$f(\bar{x}) = \bar{x} - K_2 r_n \geq f_{ck}$$

donde:

\bar{x} Valor medio de los resultados obtenidos en la N amasadas ensayadas por lote.

K_2 Valor del coeficiente reflejado en la tabla 57.9.2.2 según el número de amasadas N .

- r_n Valor del recorrido muestral definido como $r_n = x_{(N)} - x_{(1)}$.
 $x_{(1)}$ Valor mínimo de los resultados obtenidos en las últimas N amasadas ensayadas por lote.
 $X_{(N)}$ Valor máximo de los resultados obtenidos en las últimas N amasadas ensayadas por lote.
 f_{ck} Valor de la resistencia característica especificada para el tipo de hormigón utilizado.

Tabla 57.9.2.2 Coeficiente K_2

Coeficiente	Número de amasadas ensayadas/lote				
	2	3	4	5	6
K_2	1,66	1,02	0,82	0,72	0,66

El criterio de aceptación del control de contraste externo de la resistencia del hormigón se define según la expresión:

$$x_i \geq f_{ck}$$

donde:

- x_i Valor de cada uno de los resultados obtenidos en los ensayos de contraste externo.
 f_{ck} Valor de la resistencia característica especificada para el tipo de hormigón utilizado.

57.9.2.3 Decisiones derivadas del control de la resistencia del hormigón.

En el caso de producirse alguna no conformidad del hormigón tanto en los ensayos de autocontrol como de contraste externo, el prefabricador deberá comunicarlo a las correspondientes direcciones facultativas, que valorarán la oportunidad de aplicar los criterios establecidos para el hormigón fabricado en central, de acuerdo con el apartado 57.7.3.

Artículo 58. Control del acero para armaduras pasivas.

En el caso de que el acero deba de disponer de marcado CE, el responsable de la recepción deberá comprobar que la hoja de suministro, el etiquetado y la copia de la declaración de prestaciones están completas, reúnen los requisitos establecidos y se corresponden con el producto solicitado. El responsable de la recepción será el encargado de verificar, del modo que considere conveniente, que el producto sujeto a recepción es conforme con las especificaciones requeridas.

Mientras no esté vigente el marcado CE para los aceros soldables destinados a la elaboración de armaduras pasivas, deberán ser conformes con el artículo 34 de este Código. La comprobación de su conformidad, de acuerdo con lo indicado en el artículo 56 comprenderá:

- un control documental conforme al apartado 21.1,
- en su caso, un control mediante distintivos de calidad oficialmente reconocidos conformes con lo indicado en el artículo 18, y
- en su caso, un control experimental, mediante la realización de ensayos (dicho control experimental no será preceptivo en el caso de que el acero presente un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme a lo indicado en el artículo 18).

Sin perjuicio de lo establecido al respecto en este Código, el plan de control podrá fijar los ensayos que considere pertinentes.

El control del acero para armaduras pasivas será efectuado por el responsable de la recepción del mismo en la instalación industrial (armadura normalizada o ferralla), de prefabricación o en la obra para el caso de que las armaduras se elaboren en la propia obra.

En los productos que no posean un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme a lo indicado en el artículo 18, para la realización de los ensayos, control experimental, se procederá a la división en lotes de la cantidad de acero suministrado. El tamaño máximo del lote será de 30 toneladas, procedentes del mismo fabricante de acero, marca comercial, tipo de acero, forma de suministro y serie de diámetros.

Las series de diámetros se clasifican como sigue a continuación:

- Serie fina: diámetros hasta 10 mm.
- Serie media: diámetros desde 12 mm hasta 20 mm.
- Serie gruesa: diámetros 25 mm y 32 mm.
- Serie muy gruesa: diámetros desde 40 mm.

De cada lote se tomará una muestra representativa formada por dos barras diferentes y sobre cada una de ellas se realizarán los siguientes ensayos de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 15630-1:

- Ensayo de tracción, con envejecimiento artificial de las probetas, para la determinación de R_m , $R_{p0,2}$, $R_m/R_{p0,2}$, $R_{p0,2real}/R_{p0,2nominal}$, A, A_{gt} . El ensayo será satisfactorio cuando cumpla las especificaciones que les sean de aplicación en el artículo 34 de este Código.
- Ensayo de doblado-desdoblado o, alternativamente, el ensayo de doblado simple, con los mandriles especificados en el artículo 34 de este Código. El resultado se considerará satisfactorio si tras el ensayo no se detectan fisuras o grietas en el acero a simple vista.
- Determinación de la masa por metro (m/m). El ensayo será satisfactorio cuando cumpla las especificaciones que les sean de aplicación en el artículo 34 de este Código.
- Determinación de las características geométricas para las corrugas (altura, separación, inclinación, ángulo, índice de corrugas, perímetro sin corrugas y altura de aleta longitudinal) o para las grafilas (profundidad, anchura, separación, suma de espacio y ángulo de inclinación con el eje longitudinal), según sea de aplicación. El ensayo será satisfactorio cuando cumpla las especificaciones que les sean de aplicación en el artículo 34 de este Código o del certificado específico de homologación de adherencia, en función de las longitudes de anclaje y solape empleadas en el proyecto.

Se aceptará el lote en el caso de no detectarse ningún incumplimiento de las especificaciones en los ensayos o comprobaciones citadas en este punto. En caso contrario, si únicamente se detectaran no conformidades sobre un único ensayo, se tomará un serie adicional de cinco probetas correspondientes al mismo lote, sobre las se realizará una nueva serie de ensayos o comprobaciones en relación con las propiedades sobre la que se haya detectado la no conformidad. En el caso de aparecer algún nuevo incumplimiento, se procederá a rechazar el lote.

Adicionalmente, en el caso de suministros de acero superiores a 300 toneladas, se deberá determinar la composición química sobre uno de cada cuatro lotes, dejando constancia escrita de la agrupación de los lotes de cuatro en cuatro. Se llevarán a cabo un mínimo de cinco ensayos sobre el lote seleccionado, en coladas de acero diferentes. El resultado será conforme, para la agrupación de cuatro lotes, cuando se cumplan las especificaciones del artículo 34 de este Código y presente una variación respecto a los valores del certificado de inspección del fabricante del acero «tipo 3.1» según UNE-EN 10204 que sea conforme con los siguientes criterios:

- Para productos de acero conforme a la norma UNE-EN 10080:

$$\begin{aligned}\%C_{ensayo} &= \% C_{certificado} \pm 0,03 \\ \%C_{eq\ ensayo} &= \% C_{eq\ certificado} \pm 0,03 \\ \%P_{ensayo} &= \% P_{certificado} \pm 0,008 \\ \%S_{ensayo} &= \% S_{certificado} \pm 0,008 \\ \%N_{ensayo} &= \% N_{certificado} \pm 0,002 \\ \%Cu_{ensayo} &= \% Cu_{certificado} \pm 0,07\end{aligned}$$

– Para productos de acero soldable inoxidable conforme al apartado 34.4 de este Código:

Desviación máxima establecida en la norma UNE-EN 10088.

En caso de detectarse un incumplimiento, se procederá a ensayar tres coladas diferentes de los restantes lotes que forman la agrupación (en total, 9 ensayos más). En caso de aparecer algún nuevo incumplimiento, se procederá a rechazar los cuatro lotes agrupados.

En el caso de aceros de característica SD, se verificará además el comportamiento frente a fatiga y cargas cíclicas como se indica a continuación:

– en el caso de estructuras sometidas a fatiga, el comportamiento de los productos de acero para hormigón armado frente a la fatiga podrá demostrarse mediante la presentación de un informe de ensayos, realizados conforme a la norma UNE-EN ISO 15630-1, que garantice el cumplimiento de las exigencias definidas en el artículo 34, con una antigüedad no superior a un año y realizado por un laboratorio de los recogidos en el apartado 17.2.2.1 de este Código.

– en el caso de estructuras situadas en zona sísmica, el comportamiento frente a cargas cíclicas con deformaciones alternativas podrá demostrarse, salvo indicación contraria de la dirección facultativa, mediante la presentación de un informe de ensayos, que garantice las exigencias al respecto del artículo 34, con una antigüedad no superior a un año y realizado por un laboratorio de los recogidos en el apartado 17.2.2.1 de este Código.

Artículo 59. *Control de las armaduras pasivas.*

Este artículo tiene por objeto definir los procedimientos para comprobar la conformidad, antes de su montaje en la obra, de las armaduras normalizadas (mallas electrosoldadas y armaduras básicas electrosoldadas en celosía) y de la ferralla (elaborada y armada).

La conformidad de las armaduras con lo establecido en el proyecto incluirá su comportamiento en relación con las características mecánicas, las de adherencia, las relativas a su forma y dimensiones y cualquier otra característica que establezca el pliego de prescripciones técnicas particulares o decida la dirección facultativa.

Las consideraciones de este artículo son de aplicación tanto en el caso en el que se hayan suministrado desde una instalación industrial ajena a la obra, como en el caso de que se hayan preparado en las propias instalaciones de la misma.

59.1 Control de las armaduras normalizadas (mallas electrosoldadas y armaduras básicas electrosoldadas en celosía).

En el caso de que la armadura deba disponer de marcado CE, el responsable de la recepción deberá comprobar que la hoja de suministro, el etiquetado y la copia de la declaración de prestaciones están completas, reúnen los requisitos establecidos y se corresponden con el producto solicitado. El responsable de la recepción será el encargado de verificar, del modo que considere conveniente, que el producto sujeto a recepción es conforme con las especificaciones requeridas.

Mientras no esté vigente el marcado CE para las armaduras normalizadas, deberán ser conformes con este Código (entre otros, las comprobaciones experimentales indicadas en este artículo), así como con la norma UNE-EN 10080. La comprobación de su conformidad, de acuerdo con lo indicado en el artículo 56 comprenderá:

- a) un control documental conforme al apartado 21.1,
- b) en su caso, un control mediante distintivos de calidad oficialmente reconocidos conformes con lo indicado en el artículo 18, y
- c) en su caso, un control experimental, mediante la realización de ensayos (dicho control experimental no será preceptivo en el caso de que la armadura normalizada

presente un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme a lo indicado en el artículo 18).

Sin perjuicio de lo establecido al respecto en este Código, el plan de control podrá fijar los ensayos que considere pertinentes.

El control de las armaduras normalizadas será efectuado por el responsable de la recepción del mismo en la instalación industrial, de prefabricación, o en la propia obra.

59.1.1 Toma de muestras.

La dirección facultativa, por sí misma, a través de una entidad de control o un laboratorio de control, efectuará la toma de muestras sobre las armaduras normalizadas. Podrán estar presentes durante la misma, representantes del constructor y del suministrador de las armaduras.

La entidad o el laboratorio de control de calidad velarán por la representatividad de la muestra. Una vez extraídas las muestras, el constructor procederá, en su caso, al reemplazamiento de las armaduras que hubieran sido alteradas durante la toma.

La entidad o el laboratorio de control de calidad redactarán un acta para cada toma de muestras, que deberá ser suscrita por todas las partes presentes, quedándose con una copia de la misma. Su redacción obedecerá a un modelo de acta, aprobado por la dirección facultativa al comienzo de la obra y cuyo contenido mínimo se recoge en el Anejo 4.

Se podrán tomar muestras de control, preventivas y de contraste. Las muestras de contraste se tomarán en los casos en que el representante del suministrador de las armaduras o del constructor, en su caso, así lo requiera.

El tamaño de las muestras deberá ser suficiente para la realización de la totalidad de las comprobaciones y ensayos contemplados en este Código. Todas las muestras se enviarán para su ensayo al laboratorio de control tras ser correctamente precintadas e identificadas.

59.1.2 Realización de ensayos.

Cualquier ensayo sobre las armaduras, diferente de los contemplados en este apartado, se efectuará según lo establecido en el programa de control o en el correspondiente plan de control, o de acuerdo con las indicaciones de la dirección facultativa.

Para mallas electrosoldadas, los ensayos se realizarán conforme a la norma de ensayo UNE-EN ISO 15630-2 y conforme a la norma UNE-EN ISO 15630-1 cuando se ensayan sus elementos constituyentes.

Para armaduras básicas electrosoldadas en celosía, los ensayos se realizarán conforme al Anexo B de la norma UNE-EN 10080 y conforme a la norma UNE-EN ISO 15630-1 cuando se ensayan sus elementos constituyentes.

Para ambas armaduras normalizadas, los ensayos de las propiedades mecánicas se realizarán con envejecimiento artificial de las probetas, según se indica en la norma UNE-EN 10080.

59.1.3 Control previo al suministro.

Además de la documentación general a la que hace referencia el apartado 21.1 que sea aplicable a las armaduras normalizadas que se pretende suministrar a la obra, el suministrador deberá presentar a la dirección facultativa una copia firmada por persona física de la siguiente documentación:

- a) en su caso, documento que acredite que la armadura se encuentra en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido,
- b) en su caso, documentos que acrediten que la armadura dispone del marcado CE,
- c) en el caso de que el proyecto haya dispuesto unas longitudes de anclaje y solape que exijan el empleo de acero con un certificado de adherencia, éste deberá incorporarse a la correspondiente documentación previa al suministro, dicho certificado deberá

presentar una antigüedad inferior a 36 meses, desde la fecha de fabricación del acero. Para la renovación trienal del certificado de adherencia, el laboratorio oficial o acreditado conforme a la norma UNE-EN ISO/IEC 17025 para la realización de estos ensayos debe realizar una comprobación de las características de adherencia mediante la realización del ensayo de la viga sobre 5 barras de un diámetro de entre los incluidos en el certificado de adherencia. La renovación trienal del certificado de adherencia se realizará por un laboratorio de los contemplados en el apartado 17.2.2.1 de este Código, o bien perteneciente a un centro directivo de las Administraciones Públicas o bien acreditado conforme a la norma UNE-EN ISO/IEC 17025 para la realización de estos ensayos. El laboratorio efectuará una comprobación de las características de adherencia mediante la realización del ensayo de la viga sobre 5 barras de un diámetro de entre los incluidos en el certificado de adherencia,

d) en el caso de estructuras sometidas a fatiga, el comportamiento frente a la fatiga de las mallas electrosoldadas con característica SD, podrá demostrarse mediante la presentación de un informe de ensayos que garantice el cumplimiento de las exigencias definidas en el artículo 34, con una antigüedad no superior a un año y realizado por un laboratorio de los referidos en el apartado 17.2.2.1 de este Código.

59.1.4 Control durante el suministro.

59.1.4.1 Control documental durante el suministro.

El constructor, o la persona designada en obra que le represente técnicamente, deberá comprobar, bajo la supervisión de la dirección facultativa, que cada suministro de armadura normalizada que se recibe en la obra va acompañado de la correspondiente hoja de suministro, de acuerdo con lo indicado en el apartado 21.1.

De acuerdo con lo indicado en el artículo 21, en el caso de armaduras que se encuentren en posesión del marcado CE, el responsable de la recepción deberá comprobar que la hoja de suministro, el etiquetado y la declaración de prestaciones están completas, reúnen los requisitos establecidos y se corresponden con el producto solicitado. Será el encargado de verificar, del modo que considere conveniente, que el producto que está sujeto a recepción es conforme con las especificaciones requeridas.

Asimismo, deberá comprobar que el suministro de las armaduras se corresponde con la identificación del acero declarada por el fabricante y facilitada por el suministrador, de acuerdo con lo indicado en el apartado 49.1.1. En caso de detectarse algún problema de trazabilidad, se procederá al rechazo de las armaduras afectadas.

La dirección facultativa aceptará la documentación del suministro de las armaduras, tras comprobar que es conforme con lo especificado en el proyecto.

59.1.4.2 Control experimental durante el suministro.

En los productos que no posean un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme a lo indicado en el artículo 18, se procederá a la división en lotes de la cantidad de armaduras normalizadas suministradas. El tamaño máximo del lote será de 30 toneladas, procedentes del mismo fabricante de armaduras, marca comercial, tipo de acero y serie de diámetros.

De cada lote se tomará una muestra representativa formada por dos mallas o paneles y sobre cada uno de ellos se realizarán los siguientes ensayos:

– Ensayo de tracción, con envejecimiento artificial de las probetas, para la determinación de R_m , $R_{p0.2}$, $R_m/R_{p0.2}$, $R_{p0.2real}/R_{p0.2nominal}$, A, A_{gt} . El ensayo será satisfactorio cuando cumplan las especificaciones que les sean de aplicación en el artículo 35 de este Código.

– Ensayo de doblado-desdoblado o, alternativamente, el ensayo de doblado simple, con los mandriles especificados en la norma UNE 10080. El resultado se considerará satisfactorio si tras el ensayo no se detectan fisuras o grietas en el acero a simple vista.

- Determinación de la masa por metro (m/m). El ensayo será satisfactorio cuando se cumplan las especificaciones que les sean de aplicación en el artículo 35 de este Código.
- Determinación de las características geométricas para las corrugas (altura, separación, inclinación, ángulo, índice de corrugas, perímetro sin corrugas y altura de aleta longitudinal) o para las grafilas (profundidad, anchura, separación, suma de espacio y ángulo de inclinación con el eje longitudinal), según sea de aplicación. El ensayo será satisfactorio cuando se cumplan las especificaciones que les sean de aplicación en el artículo 35 de este Código o del certificado específico de homologación de adherencia, en función de las longitudes de anclaje y solape empleadas en el proyecto.
- Determinación del cortante en cizalladura o despegue de nudo. El ensayo se considerará satisfactorio. cumplan las especificaciones que le sean de aplicación en el artículo 35 de este Código.
- Determinación de las dimensiones de la mallas electrosoldadas (longitud, anchura y separación entre elementos) y de la armadura básica electrosoldada en celosía (longitud, altura, anchura y paso de celosía). El ensayo será satisfactorio cuando cumpla las especificaciones que les sean de aplicación en el artículo 35 de este Código.
- Para mallas electrosoldadas, determinación del número de elementos: se comprobará que el número de elementos longitudinales y transversales de cada panel o malla es el indicado en la documentación de suministro y aceptado por el cliente.

Se aceptará el lote en el caso de no detectarse ningún incumplimiento de las especificaciones en los ensayos o comprobaciones citadas en este punto. En caso contrario, si únicamente se detectaran no conformidades sobre un único ensayo, se tomará un serie adicional de cinco probetas correspondientes al mismo lote, sobre las se realizará una nueva serie de ensayos o comprobaciones en relación con las propiedades sobre las que se hayan detectado las no conformidades. En el caso de aparecer algún nuevo incumplimiento, se procederá a rechazar el lote.

59.1.5 Certificado de suministro.

El constructor archivará un certificado firmado por persona física y preparado por el suministrador de las armaduras normalizadas, que trasladará a la dirección facultativa al final de la obra, en el que se exprese la conformidad con este Código de la totalidad de las armaduras suministradas, con expresión de las cantidades reales correspondientes a cada tipo, así como su trazabilidad hasta los fabricantes, de acuerdo con la información disponible en la documentación que establece la norma UNE-EN 10080.

En el caso de que un mismo suministrador efectuara varias remesas durante varios meses, se podrán presentar certificados mensuales con las cantidades realmente suministradas cada mes.

Cuando entre en vigor el marcado CE para los productos de acero, el suministrador de las mismas facilitará al constructor copia de la declaración de prestaciones y el marcado CE.

59.2 Control de la ferralla (elaborada y armada).

En el caso de ferralla según lo indicado en el apartado 35.3, la dirección facultativa o, en su caso, el constructor, deberá comunicar por escrito al elaborador de la ferralla el cronograma de obra, marcando pedidos de las armaduras y fechas límite para su recepción en obra, tras lo que el elaborador de las mismas deberá comunicar por escrito a la dirección facultativa su programa de fabricación, con identificación de los procesos que va a utilizar (enderezado y/o soldadura) y si el acero que va a utilizar o alguno de los procesos para la elaboración de la ferralla disponen de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, ello al objeto de posibilitar la elaboración del Programa de control, la realización de toma de muestras y las actividades de comprobación que, preferiblemente, deben efectuarse en la instalación de ferralla.

El control de recepción se aplicará también tanto a las armaduras que se reciban en la obra procedente de una instalación industrial ajena a la misma, así como a cualquier armadura elaborada directamente por el constructor en la propia obra.

Las comprobaciones y ensayos establecidos en este apartado no serán preceptivos en el caso de que la ferralla esté en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.

59.2.1 Toma de muestras.

La dirección facultativa, por sí misma, a través de una entidad de control o un laboratorio de control, efectuará la toma de muestras sobre los acopios destinados a la obra. Podrán estar presentes durante la misma, representantes del constructor y del elaborador de la armadura. En el caso de ferralla armada, la toma de muestras se efectuará preferiblemente en la propia instalación donde se estén fabricando y solo, si la dirección facultativa lo autoriza se podrá efectuar la toma de muestras en la propia obra.

La entidad o el laboratorio de control de calidad velarán por la representatividad de la muestra no aceptando en ningún caso, que se tome sobre armaduras que no se correspondan al despiece del proyecto, ni sobre armaduras específicamente destinadas a la realización de ensayos salvo que sean fabricadas en su presencia y bajo su directo control. Una vez extraídas las muestras, se procederá, en su caso, al reemplazamiento de las armaduras que hubieran sido alteradas durante la toma.

La entidad o el laboratorio de control de calidad redactarán un acta para cada toma de muestras, que deberá ser suscrita por todas las partes presentes, quedándose con una copia de la misma. Su redacción obedecerá a un modelo de acta, aprobado por la dirección facultativa al comienzo de la obra y cuyo contenido mínimo se recoge en el Anejo 4.

Se podrán tomar muestras de control, preventivas y de contraste. Las muestras de contraste se tomarán en los casos en que el representante del suministrador de la armadura o del constructor, en su caso, así lo requiera.

El tamaño de las muestras deberá ser suficiente para la realización de la totalidad de las comprobaciones y ensayos contemplados en este Código. Todas las muestras se enviarán para su ensayo al laboratorio de control tras ser correctamente precintadas e identificadas.

59.2.2 Realización de los ensayos.

Cualquier ensayo sobre la ferralla, diferente de los contemplados en este apartado, se efectuará según lo establecido en el programa de control o en el correspondiente pliego de prescripciones técnicas, o de acuerdo con las indicaciones de la dirección facultativa.

59.2.2.1 Ensayos para la comprobación de la conformidad de las características mecánicas.

Las características mecánicas de la ferralla se determinarán de acuerdo con lo establecido en la norma UNE-EN ISO 15630-1. En el caso de que fuera necesario la determinación de las características mecánicas sobre ferralla fabricada con mallas electrosoldadas, se efectuará de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 15630-2.

El ensayo de tracción se realizará sobre probetas envejecidas artificialmente, según se indica en la norma UNE-EN 10080. Además, se tendrá en cuenta en el caso de la ferralla armada mediante soldadura no resistente, que el ensayo de tracción se realizará sobre probetas que contengan, al menos, una unión soldada, llevándose a cabo la tracción sobre el diámetro más fino de la probeta.

Los ensayos de doblado-desdoblado y de doblado simple se efectuarán según la norma UNE-EN ISO 15630 correspondiente, sobre los mandriles indicados en la norma UNE-EN 10080.

59.2.2.2 Ensayos para la comprobación de la conformidad de las características de adherencia.

Las características de la geometría superficial de las armaduras relacionadas con su adherencia se comprobarán mediante la aplicación de los métodos contemplados al efecto en la norma UNE-EN ISO 15630-1.

59.2.2.3 Ensayos para la comprobación de la conformidad de las dimensiones.

La conformidad de las dimensiones de la ferralla se comprobará mediante el correspondiente equipo de medida, que deberá cumplir los siguientes requisitos:

- la determinación de sus dimensiones longitudinales, con una resolución de medida no inferior a 1 mm.
- la determinación de sus diámetros reales de doblado mediante la aplicación de las correspondientes plantillas de doblado.
- la determinación de sus alineaciones geométricas, con una resolución de las mismas no inferior a 1º.

59.2.3 Control previo al suministro.

Las comprobaciones previas al suministro de la ferralla tienen por objeto verificar la conformidad de los procesos y de las instalaciones que se pretenden emplear.

59.2.3.1 Comprobación documental previa al suministro.

Además de la documentación general a la que hace referencia el apartado 21.1 que sea aplicable a la ferralla que se pretende suministrar a la obra, el suministrador o, en su caso, el constructor, deberá presentar a la dirección facultativa una copia firmada por persona física designada por el suministrador de la siguiente documentación:

- a) en su caso, documento que acredite que la ferralla que se suministrará se encuentra en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido;
- b) en su caso, documento que acredite que el acero que se utilizará para la fabricación de la armadura se encuentra en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido;
- c) en el caso de que se trate de ferralla armada mediante soldadura no resistente, certificados de cualificación del personal que realizará dicha soldadura, que avale su formación específica para dicho procedimiento;
- d) en el caso de que se pretenda emplear procesos de soldadura resistente, certificados de homologación de soldadores, según UNE-EN ISO 9606-1 y del proceso de soldadura, según UNE-EN ISO 15614-1;
- e) en el caso de que el proyecto haya dispuesto unas longitudes de anclaje y solape que exijan el empleo de acero con un certificado de adherencia, éste deberá incorporarse a la correspondiente documentación previa al suministro. Dicho certificado deberá presentar una antigüedad inferior a 36 meses, desde la fecha de fabricación del acero. La renovación trienal del certificado de adherencia se realizará por un laboratorio de los contemplados en el apartado 17.2.2.1 de este Código, o bien perteneciente a un centro directivo de las Administraciones Públicas o bien acreditado conforme a la norma UNE-EN ISO/IEC 17025 para la realización de estos ensayos. El laboratorio efectuará una comprobación de las características de adherencia mediante la realización del ensayo de la viga sobre 5 barras de un diámetro de entre los incluidos en el certificado de adherencia;
- f) en el caso de que la ferralla esté en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, en función de su alcance, la comprobación documental comprenderá:
 - Ferralla elaborada en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido: no será preceptiva la documentación a la que se refiere el apartado b).
 - Ferralla armada mediante soldadura no resistente en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido: no será preceptiva la documentación a la que se refieren los apartados b) y c).
 - Ferralla armada mediante soldadura resistente en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido: no será preceptiva la documentación referida en los apartados b) y d).

Además, previamente al inicio del suministro de la ferralla según proyecto, la dirección facultativa podrá revisar las planillas de despiece que se hayan preparado específicamente para la obra. Esta revisión será obligatoria en los casos indicados en el apartado 49.3.1. Cuando se produzca un cambio de suministrador de la ferralla, será preceptivo presentar nuevamente la documentación correspondiente.

59.2.3.2 Comprobación de las instalaciones de ferralla.

La dirección facultativa valorará la conveniencia de efectuar, directamente o a través de una entidad de control de calidad, y preferiblemente antes del inicio del suministro, una visita de inspección a la instalación de ferralla donde se elabora la ferralla, al objeto de comprobar su idoneidad para fabricar las armaduras que se requieren para la obra. En particular, se atenderá al cumplimiento de las exigencias establecidas en el apartado 49.2.

Estas inspecciones serán preceptivas en el caso de instalaciones que pertenezcan a la obra, en las que se comprobará que se ha delimitado un espacio mínimo para las labores del proceso de ferralla con espacio predeterminado para el acopio de materia prima, espacio fijo para la maquinaria y procesos de elaboración y armado, así como recintos específicos para acopiar la ferralla elaborada y, en su caso, la ferralla armada.

La dirección facultativa podrá recabar del suministrador de la ferralla o del constructor, la información que demuestre la existencia de un control de producción, conforme con lo indicado en el apartado 49.2.4 y correctamente documentado, mediante el registro de sus comprobaciones y resultados de ensayo en los correspondientes documentos de autocontrol, que incluirán al menos todas las características especificadas por este Código.

59.2.4 Control durante el suministro.

59.2.4.1 Control documental durante el suministro o su fabricación en obra.

El constructor, o la persona designada en obra que le represente técnicamente, deberá comprobar, bajo la supervisión de la dirección facultativa, que cada remesa de ferralla que se suministre a la obra va acompañada de la correspondiente hoja de suministro, de acuerdo con lo indicado en el apartado 21.1.

Asimismo, deberá comprobar que el suministro de la ferralla se corresponde con la identificación del acero declarada por el fabricante y facilitada por el suministrador de la ferralla, de acuerdo con lo indicado en el artículo 58. En caso de detectarse algún problema de trazabilidad, se procederá al rechazo de la ferralla afectada.

Para ferralla elaborada en las instalaciones de la obra, se comprobará que el constructor mantiene un registro de fabricación en el que se recoge, para cada partida de elementos fabricados, la misma información que en las hojas de suministro a las que hace referencia este apartado.

La dirección facultativa aceptará la documentación de la remesa de ferralla, tras comprobar que es conforme con lo especificado en el proyecto.

59.2.4.2 Comprobaciones experimentales: criterios generales.

El control experimental de la ferralla comprenderá la comprobación de sus características mecánicas, la de sus características de adherencia y la de sus dimensiones, así como la de otras características adicionales cuando se utilicen procesos de soldadura resistente.

Las comprobaciones experimentales a las que hace referencia este apartado no serán preceptivas en el caso de que la ferralla esté en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.

En la ferralla que no posea un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme a lo indicado en el artículo 18, para la realización de los ensayos, control experimental, se define como lote aquel que cumple las siguientes condiciones:

- el tamaño del lote no será superior a 25 toneladas,
- en el caso de ferralla fabricada en una instalación industrial ajena a la obra, deberá haber sido suministrada en remesas consecutivas desde la misma instalación,

- en el caso de ferralla fabricada en instalaciones de la obra, la producida en períodos de un mes,
- corresponder a la misma designación de armadura pasiva, según artículo 35 de este Código.

59.2.4.3 Comprobaciones experimentales: características mecánicas y de adherencia.

Las características mecánicas y de adherencia de la ferralla elaborada y armada serán objeto de comprobación de su conformidad por parte de la dirección facultativa.

En el caso de que los productos a suministrar estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, la dirección facultativa podrá eximir las comprobaciones experimentales que se indican en este apartado.

Los tipos de ensayos a realizar en función de los procesos utilizados para la fabricación de la ferralla se indican en la tabla 59.2.4.3.

Tabla 59.2.4.3 Comprobación de las características mecánicas y de adherencia mediante ensayos

Comprobación de las características mecánicas y de adherencia mediante ensayos		
Procesos	Sin enderezado	Con enderezado
Sin soldadura (ferralla elaborada y ferralla armada mediante atado con alambre).	La dirección facultativa podrá eximir los ensayos.	Tracción Geometría superficial.
Con soldadura (ferralla armada mediante soldadura no resistente).	Tracción Doblado simple o doblado-desdoblado.	Tracción Doblado simple o doblado-desdoblado Geometría superficial.

En cada lote se tomará una muestra representativa formada por un número de probetas suficiente para la realización de los ensayos que correspondan de acuerdo con la tabla 59.2.4.3. Se recomienda obtener un número de probetas de reserva suficiente para posibles contraensayos.

En el caso de que en un mismo lote existan armaduras fabricadas con barras de acero corrugado con y sin procesos de enderezado, las probetas para la realización de los ensayos de tracción y geometría superficial procederán de las barras enderezadas. Si además se han utilizado procesos de soldadura, las probetas contendrán un punto de soldadura.

De acuerdo con los procesos utilizados en la elaboración de la ferralla indicados en la tabla 59.2.4.3, en cada lote se realizarán los siguientes ensayos según corresponda:

- Cuatro ensayos de tracción sobre probetas preferentemente de diámetros de las series fina y media, para la determinación de R_m , $R_{p0.2}$, $R_m/R_{p0.2}$, $R_{p0.2real}/R_{p0.2nominal}$ (solo en el caso de armaduras pasivas SD), A , A_g . En el caso de que el acero corrugado con el que se han elaborado las armaduras esté en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, la dirección facultativa podrá reducir el número de ensayos a la mitad. El ensayo se considerará conforme si se cumplen las especificaciones establecidas para el acero en el artículo 35 de este Código.

- Cuatro ensayos de doblado simple o doblado-desdoblado sobre probetas de los diámetros mayores utilizados en la ferralla armada con soldadura no resistente. En el caso de que el acero corrugado con el que se han elaborado las armaduras esté en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, la dirección facultativa podrá reducir el número de ensayos a la mitad. El resultado se considerará conforme si tras el ensayo no se aprecian fisuras o grietas a simple vista.

- Dos ensayos de geometría superficial por diámetro de las series fina y media determinando altura, separación, inclinación, ángulo, índice de corrugas, perímetro sin

corrugas y altura de aleta longitudinal. En el caso de que se trate de un acero con certificado de las características de adherencia según el Anejo C de la norma UNE-EN 10080, será suficiente determinar su altura de corruja. El ensayo se considerará conforme si se cumplen las especificaciones definidas en el artículo 35 de este Código para el caso de acero suministrado en barra o en el certificado de las características de adherencia, en su caso.

En el caso de no cumplirse alguna especificación sobre las probetas de reserva para contraensayos, si se dispone de ellas o, en caso contrario y si es posible, sobre probetas extraídas del mismo lote afectado, se realizarán el doble de ensayos en relación con la propiedad sobre la que se haya detectado la no conformidad. Si volviera a producirse algún nuevo incumplimiento, se procederá a rechazar el lote.

Además, la dirección facultativa rechazará el empleo de armaduras que presenten un grado de oxidación que pueda afectar a sus condiciones de adherencia. Se entenderá como excesivo el grado de oxidación cuando, una vez procedido al cepillado mediante cepillo de púas de alambre, se compruebe que la pérdida de peso de la probeta de barra es superior al uno por ciento. Asimismo, se deberá comprobar también que, una vez eliminado el óxido, la altura de corruja cumple los límites establecidos para la adherencia con el hormigón, según el artículo 35 de este Código o el certificado de las características de adherencia, en su caso.

59.2.4.4 Comprobaciones experimentales: dimensiones.

De cada lote se verificarán como mínimo quince unidades de ferralla, preferiblemente pertenecientes a diferentes formas y tipologías, a criterio de la dirección facultativa.

Las comprobaciones a realizar en cada unidad serán, como mínimo, las siguientes:

- a) la correspondencia de los diámetros de las armaduras y del tipo de acero con lo indicado en el proyecto y en las hojas de suministro,
- b) la alineación de sus elementos rectos, sus dimensiones y, en su caso, sus diámetros de doblado, comprobándose que no se aprecian desviaciones observables a simple vista en sus tramos rectos y que los diámetros de doblado y las desviaciones geométricas respecto a las formas del despiece del proyecto son conformes con las tolerancias establecidas en el mismo o, en su caso, en el Anejo 14 de este Código.

Además, en el caso de ferralla armada, se deberá comprobar:

- a) la correspondencia del número de elementos de armadura (barras, estribos, etc.) indicado en el proyecto, las planillas y las hojas de suministro, y
- b) la conformidad de las distancias entre barras según artículo 35 de este Código.

En el caso de que se produjera un incumplimiento, se desechará la ferralla sobre la que se ha obtenido el mismo y se procederá a una revisión de todo el lote. De resultar satisfactorias las comprobaciones, se aceptará el lote, previa sustitución de la armadura defectuosa. En caso contrario, se rechazará todo el lote.

59.2.4.5 Comprobaciones experimentales: procesos de elaboración con soldadura resistente.

En el caso de que se emplee soldadura resistente para la elaboración de una armadura en una instalación industrial ajena a la obra, la dirección facultativa deberá recabar las evidencias documentales de que el proceso de soldadura se realiza en una instalación de ferralla que está en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido. En el caso de armaduras elaboradas directamente en la obra, la dirección facultativa permitirá la realización de soldadura resistente solo en el caso de control de ejecución intenso.

Además, la dirección facultativa deberá disponer la realización de una serie de comprobaciones experimentales de la conformidad del proceso, en función del tipo de soldadura, de acuerdo con lo indicado en la norma UNE-EN ISO 17660-1.

59.2.5 Certificado del suministro.

El constructor archivará un certificado firmado por persona física y preparado por el suministrador de la ferralla, que trasladará a la dirección facultativa al final de la obra, en el que se exprese la conformidad con este Código de la totalidad de la ferralla suministrada, con expresión de las cantidades reales correspondientes a cada tipo, así como su trazabilidad hasta los fabricantes, de acuerdo con la información disponible en la documentación que establece la norma UNE-EN 10080.

En el caso de que un mismo suministrador efectuara varias remesas durante varios meses, se deberá presentar certificados mensuales el mismo mes, se podrá aceptar un único certificado que incluya la totalidad de las partidas suministradas durante el mes de referencia.

En el caso de instalaciones en obra, el constructor elaborará y entregará a la dirección facultativa un certificado equivalente al indicado para las instalaciones ajenas a la obra.

Artículo 60. *Control del acero para armaduras activas.*

En el caso de que el acero deba de disponer de marcado CE, el responsable de la recepción deberá comprobar que la hoja de suministro, el etiquetado y la copia de la declaración de prestaciones están completas, reúnen los requisitos establecidos y se corresponden con el producto solicitado. El responsable de la recepción será el encargado de verificar, del modo que considere conveniente, que el producto sujeto a recepción es conforme con las especificaciones requeridas.

Mientras no esté vigente el marcado CE para los aceros para armaduras activas, deberán ser conformes con este Código. La comprobación de su conformidad, de acuerdo con lo indicado en el artículo 56 comprenderá:

- a) un control documental conforme al apartado 21.1,
- b) en su caso, un control mediante distintivos de calidad oficialmente reconocidos conformes con lo indicado en el artículo 18, y
- c) en su caso, un control experimental, mediante la realización de ensayos (dicho control experimental no será preceptivo en el caso de que el acero presente un distintivo de calidad oficialmente reconocido, conforme a lo indicado en el artículo 18).

Sin perjuicio de lo establecido al respecto en este Código, el pliego de prescripciones técnicas particulares podrá fijar los ensayos que considere pertinentes.

El control del acero para armaduras activas será efectuado por el responsable de la recepción del mismo en la instalación industrial, de prefabricación o en la propia obra.

En los productos que no posean un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme a lo indicado en el artículo 18, para la realización de los ensayos, control experimental, se procederá a la división en lotes de la cantidad de acero suministrado. El tamaño máximo del lote será de 30 toneladas, procedentes del mismo fabricante de acero, marca comercial, tipo de acero, y producto (alambre, cordón y barra), diámetro y colada.

De cada lote se tomará una muestra representativa formada por dos alambres, cordones o barras diferentes y sobre cada una de ellas se realizarán los siguientes ensayos de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 15630-3:

- Ensayo de tracción, con envejecimiento artificial de las probetas. Se determinarán las siguientes características: Módulo elástico, Carga al límite elástico convencional al 0,1%, $R_{p,0,1}$. Carga al límite elástico convencional al 0,2%, $R_{p,0,2}$. Carga de rotura, R_m . Relación $R_{p,0,2}/R_m$. Alargamiento total bajo carga máxima, A_{gt} . Estricción, Z.
- Ensayo de doblado alternativo, solo para alambres de diámetro igual o superior a 5 mm.
- Determinación de características geométricas: sección transversal recta o masa/metro y profundidad, longitud y separación de grafilas, si procede.

Los ensayos serán satisfactorios cuando cumplan las especificaciones que les sean de aplicación en el artículo 36 de este Código.

Se aceptará el lote en el caso de no detectarse ningún incumplimiento de las especificaciones en los ensayos o comprobaciones citadas en este punto. En caso contrario, si únicamente se detectaran no conformidades sobre un único ensayo, se tomará una serie adicional de cinco probetas correspondientes al mismo lote, sobre las que se realizará una nueva serie de ensayos o comprobaciones en relación con las propiedades sobre la que se haya detectado la no conformidad. En el caso de aparecer algún nuevo incumplimiento, se procederá a rechazar el lote.

El comportamiento frente a relajación al 80 % a 1000 horas, fatiga, corrosión bajo tensión o tensión residual, pérdida de resistencia a la tracción después de un doblado-desdoblado y tracción desviada (solo para cordones de 7 alambres de diámetro $\geq 13\text{mm}$), según UNE-EN ISO 15630-3, podrá demostrarse, salvo indicación contraria de la dirección facultativa, mediante la presentación de un informe de ensayos que garanticen las exigencias al respecto del artículo 36, con una antigüedad no superior a un año y realizado por un laboratorio de los recogidos en el apartado 17.2.2.1 de este Código.

Adicionalmente, en suministros de más de 100 toneladas, se efectuarán ensayos de contraste de la trazabilidad de la colada, mediante la determinación de las características químicas sobre uno de cada cuatro lotes, con un mínimo de cinco ensayos.

Artículo 61. *Control de los elementos y sistemas de aplicación del pretensado.*

61.1 Criterios generales para el control.

La conformidad de los elementos de pretensado con lo establecido en el proyecto se comprobará durante su recepción en la obra, e incluirá todos aquellos componentes que fueran necesarios para materializar la fuerza de pretensado sobre la estructura. Por lo tanto, el control de recepción en relación con los elementos de pretensado podrá incluir, según el caso:

- el acero de pretensar,
- las unidades de pretensado, cualquiera que sea su tipología (alambres, cordones, barras, etc.),
- los dispositivos de anclaje, en su caso,
- los dispositivos de empalme, en su caso,
- las vainas, en su caso,
- los productos de inyección, en su caso, y
- los sistemas para aplicar la fuerza de pretensado.

En el caso de elementos o sistemas de aplicación del pretensado que dispongan de marcado CE, el responsable de la recepción deberá comprobar que la hoja de suministro, el etiquetado y la copia de la declaración de prestaciones están completas, reúnen los requisitos establecidos y se corresponden con el producto solicitado. El responsable de la recepción será el encargado de verificar, del modo que considere conveniente, que el producto sujeto a recepción es conforme con las especificaciones requeridas.

Para los elementos o sistemas de aplicación del pretensado que no dispongan de marcado CE, deberán ser conformes con este Código (entre otros, comprobaciones experimentales indicadas en este artículo). La comprobación de su conformidad, de acuerdo con lo indicado en el artículo 56 comprenderá:

- a) un control documental conforme al apartado 21.1,
- b) en su caso, un control mediante distintivos de calidad oficialmente reconocidos conformes con lo indicado en el artículo 18, y
- c) en su caso, un control experimental, mediante la realización de ensayos (dicho control experimental no será preceptivo en el caso de que el sistema de aplicación del pretensado presente un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme a lo indicado en el artículo 18).

Sin perjuicio de lo establecido al respecto en este Código, el pliego de prescripciones técnicas particulares podrá fijar los ensayos que considere pertinentes.

El control de los elementos y sistemas de aplicación del pretensado será efectuado por el responsable de la recepción del mismo en la instalación de prefabricación, o en la propia obra.

61.2 Toma de muestras.

La dirección facultativa, por si misma, a través de una entidad de control o un laboratorio de control, efectuará la toma de muestras sobre los elementos de pretensado, en la propia obra. Podrán estar presentes durante la misma, representantes del constructor, del aplicador del pretensado y del fabricante de acero de pretensado.

La entidad o laboratorio de control de calidad velará por la representatividad de la muestra no aceptando en ningún caso, que se tomen muestras sobre elementos que hubieran sido suministradas específicamente para la realización de ensayos.

La entidad o el laboratorio de control de calidad redactarán un acta para cada toma de muestras, que deberá ser suscrita por todas las partes presentes, quedándose con una copia de la misma. Su redacción obedecerá a un modelo de acta, aprobado por la dirección facultativa al comienzo de la obra y cuyo contenido mínimo se recoge en el Anejo 4.

Se podrán tomar muestras de control, preventivas y de contraste. Las muestras de contraste se tomarán en los casos en que el representante del suministrador, aplicador o del constructor, en su caso, así lo requiera.

El tamaño de las muestras deberá ser suficiente para la realización de la totalidad de las comprobaciones y ensayos contemplados en este Código. Todas las muestras se enviarán para su ensayo al laboratorio de control tras ser correctamente precintadas e identificadas.

61.3 Realización de ensayos.

Cualquier ensayo sobre los elementos o sistemas de aplicación del pretensado, diferente de los contemplados en este apartado, se efectuará según lo establecido en el programa de control o en el correspondiente pliego de prescripciones técnicas, o de acuerdo con las indicaciones de la dirección facultativa.

En el caso que la dirección facultativa decida la realización de ensayos para la caracterización mecánica de cualquier unidad de pretensado (alambre, barra o cordón), se efectuarán conforme a lo indicado en la norma UNE-EN ISO 15630-3.

61.4 Control previo a la aplicación del pretensado.

Las comprobaciones previas a la aplicación del pretensado tienen por objeto verificar la conformidad documental de los materiales, sistemas y procesos empleados para la aplicación de la fuerza de pretensado.

Además de la documentación general a la que hace referencia el apartado 21.1, que sea aplicable a los elementos o sistemas de aplicación del pretensado que se pretendan suministrar a la obra, el suministrador o el aplicador deberá presentar a la dirección facultativa una copia firmada por persona física de la siguiente documentación:

- a) en su caso, documento que acredite de que el sistema de aplicación del pretensado está en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido,
- b) aquélla que avale que los elementos de pretensado que se van a suministrar están legalmente comercializados y, en su caso, la declaración de prestaciones y el marcado CE,

Cuando se produzca un cambio de suministrador o aplicador durante la obra, será preceptivo presentar nuevamente la documentación correspondiente.

La dirección facultativa valorará la conveniencia de efectuar, directamente o a través de una entidad de control de calidad, antes del inicio del suministro, una inspección del sistema de aplicación del pretensado, al objeto de comprobar que mantiene las condiciones

de idoneidad para aplicarse en la obra. En particular, se atenderá al cumplimiento de las exigencias establecidas en el artículo 50.

61.5 Control durante la aplicación del pretensado.

61.5.1 Comprobación documental durante el suministro y aplicación del pretensado.

El constructor, o la persona designada en obra que le represente técnicamente, deberá comprobar, bajo la supervisión de la dirección facultativa, que cada suministro de elementos de pretensado (alambres, barras, cordones, dispositivos de anclaje o empalme, vainas, productos de inyección o cualquier otro accesorio de pretensado) que se recibe en la obra va acompañado de la correspondiente hoja de suministro, de acuerdo con lo indicado en el apartado 21.1.

De acuerdo con lo indicado en el artículo 21, en el caso de que el sistema de aplicación del pretensado esté en posesión del marcado CE, el responsable de la recepción deberá comprobar que la hoja de suministro, el etiquetado y la declaración de prestaciones están completas, reúnen los requisitos establecidos y se corresponden con el producto solicitado. Será el encargado de verificar, del modo que considere conveniente, que el producto que está sujeto a recepción es conforme con las especificaciones requeridas. Además, deberá suministrarse a la dirección facultativa el procedimiento de aplicación amparado por el mismo.

La dirección facultativa comprobará que la documentación del suministro de los elementos y sistemas de aplicación del pretensado, es conforme con lo especificado en el proyecto.

61.5.2 Control experimental durante el suministro y aplicación del pretensado.

En los sistemas de aplicación del pretensado que no posean un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme a lo indicado en el artículo 18 se procederá a realizar las comprobaciones que contempla este Código para la recepción de los diferentes elementos de pretensado.

61.5.2.1 Control experimental de la conformidad de las unidades de pretensado.

La dirección facultativa comprobará, en su caso, la conformidad de las unidades de pretensado suministradas a la obra, según lo indicado en el correspondiente pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto.

61.5.2.2 Control experimental de la conformidad de los dispositivos de anclaje y empalme.

El control experimental se limitará a la comprobación de las características apreciables a simple vista, tales como dimensiones e intercambiabilidad de las piezas, ausencia de fisuras o rebabas que pudieran suponer defectos en el proceso de fabricación, etc. De forma especial debe observarse el estado de las superficies que cumplan la función de retención de los tendones (dentado, rosca, etc.), y de las que deben deslizar entre sí durante el proceso de penetración de la cuña.

El número de elementos sometidos a control será, como mínimo:

- a) seis por cada partida recibida en obra,
- b) el 5 % de los que hayan de cumplir una función similar en el pretensado de cada pieza o parte de obra.

Cuando las circunstancias hagan prever que la duración o condiciones de almacenamiento puedan haber afectado al estado de las superficies antes indicadas, deberá comprobarse nuevamente su estado antes de su utilización.

61.5.2.3 Control de las vainas y accesorios de pretensado.

En el caso de las vainas, el control experimental se limitará a la comprobación de sus características aparentes, tales como dimensiones, rigidez al aplastamiento de las vainas, ausencia de abolladuras, ausencia de fisuras o perforaciones que puedan comprometer su estanquidad, etc.

En particular, deberá comprobarse que la curvatura de las vainas, de acuerdo con los radios con que vayan a utilizarse en obra, no produce deformaciones locales apreciables, ni roturas que pudieran afectar a la estanquidad de las vainas.

Se deberá comprobar también la estanquidad y resistencia al aplastamiento y golpes de las piezas de unión, boquillas de inyección, trompetas de empalme, etc., en función de las condiciones en que hayan de ser utilizadas.

Se comprobará asimismo que los separadores, en su caso, no producen acodalamientos de las armaduras o dificultad importante al paso de la inyección.

Cuando, por cualquier causa, se haya producido un almacenamiento prolongado o en malas condiciones, deberá evaluarse minuciosamente si la oxidación, en su caso, de los elementos metálicos pudiera producir daños para la estanquidad o de cualquier otro tipo.

61.5.2.4 Control de los productos de inyección.

Cuando los materiales empleados para la preparación de la lechada de inyección (cemento, agua y, en su caso, aditivos), sean de distinto tipo o categoría que los empleados en la fabricación del hormigón de la obra, se aplicarán para su recepción los criterios establecidos para los mismos en este Código.

La dirección facultativa podrá solicitar los resultados de control de producción de los aditivos empleados, en su caso, que avalen mediante los oportunos ensayos de laboratorio, el efecto que los mismos pueden producir en las características de la lechada o mortero. Además, deberán tenerse en cuenta, en su caso, las condiciones particulares de temperatura de la obra para prevenir, si fuese necesario, la necesidad de que el aditivo tenga propiedades aireantes.

61.6 Certificado del suministro.

El constructor archivará un certificado firmado por persona física y preparado por el suministrador de los elementos y sistemas de aplicación del pretensado, que trasladará a la dirección facultativa al final de la obra, en el que se exprese la conformidad con este Código.

En el caso de que un mismo suministrador efectuara varias remesas durante varios meses, se podrán presentar certificados mensuales con las cantidades realmente suministradas cada mes.

En el caso de sistemas de aplicación del pretensado con marcado CE, el suministrador de las mismas facilitará al constructor copia del certificado de conformidad incluida en la documentación que acompaña al citado marcado CE, relativo a los elementos de pretensado suministrados a la obra.

Artículo 62. *Control de los elementos prefabricados.*

62.1 Criterios generales para el control de la conformidad de los elementos prefabricados.

La conformidad de los elementos prefabricados con lo establecido en el proyecto se comprobará durante su recepción en obra e incluirá la comprobación de la conformidad de su comportamiento tanto en lo relativo al hormigón, como a las armaduras, así como al comportamiento del propio elemento prefabricado.

En el caso de elementos prefabricados que dispongan del marcado CE, el responsable de la recepción deberá comprobar que la hoja de suministro, el etiquetado y la copia de la declaración de prestaciones están completas, reúnen los requisitos establecidos y se

corresponden con el producto solicitado. Será el encargado de verificar, del modo que considere conveniente, que el producto sujeto a recepción es conforme con las especificaciones requeridas.

La dirección facultativa velará especialmente porque se mantengan los criterios suficientes para garantizar la trazabilidad entre los elementos colocados con carácter permanente en la obra y los materiales y productos empleados.

A los efectos de su control, la prefabricación de elementos estructurales de hormigón incluye, al menos, los siguientes procesos:

- elaboración de las armaduras,
- armado de la ferralla,
- montaje de la armadura pasiva,
- operaciones de pretensado, en su caso,
- fabricación del hormigón, y
- vertido, compactación y curado del hormigón.

Para los productos que no dispongan de marcado CE, el control de recepción de los elementos prefabricados podrá incluir comprobaciones tanto sobre los procesos de prefabricación, como sobre los productos empleados (hormigón, armaduras y acero de pretensado), así como sobre la geometría final del elemento.

El control de recepción debe efectuarse tanto sobre los elementos prefabricados en una instalación industrial ajena a la obra como sobre aquéllos prefabricados directamente por el constructor en la propia obra. Además, los criterios de este Código deberán aplicarse tanto a los elementos normalizados, como aquéllos que sean prefabricados específicamente para una obra, de acuerdo con un proyecto concreto.

El suministrador o, en su caso, el constructor, deberá incluir en su sistema de control de producción un sistema para el seguimiento de cada uno de los procesos aplicados durante su actividad, y definirá unos criterios de comprobación que permitan verificar a la dirección facultativa que los citados procesos se desarrollan según lo establecido en este Código. Para ello, reflejará en los correspondientes registros de autocontrol los resultados de todas las comprobaciones realizadas para cada una de las actividades que le sean de aplicación, de entre las contempladas por este Código.

La dirección facultativa podrá requerir del suministrador o, en su caso, del constructor, las evidencias documentales sobre cualquiera de los procesos relacionados con la prefabricación que se contemplan en este Código y, en particular, la información que demuestre la existencia de un control de producción, que incluya todas las características especificadas por este Código y cuyos resultados deberán estar registrados en documentos de autocontrol. Además podrá efectuar, cuando proceda, las oportunas inspecciones en las propias instalaciones de prefabricación y, en su caso, la toma de muestras para su posterior ensayo.

En el caso general de elementos prefabricados elaborados con hormigón conforme a la norma EN 206, norma de referencia para los productos con marcado CE obligatorio (de acuerdo a la versión establecida en la norma de producto correspondiente), se empleará en el proyecto del elemento prefabricado unos coeficientes de ponderación, en situación persistente o transitoria, de 1,70 para el hormigón y de 1,15 para el acero. No obstante, el fabricante podrá aplicar un coeficiente parcial de seguridad de 1,50 para el hormigón, si dispone de un certificado del control de producción en fábrica, concedido por una entidad de certificación según el apartado 17.2.2.2 de este Código, en cualquier caso acreditados conforme a los apartados de este Código que le sean de aplicación y a la norma UNE-EN ISO/IEC 17065 según el Reglamento (CE) N.º 765/2008, del Parlamento Europeo y del Consejo de 9 de julio, que demuestre que el hormigón se fabrica de conformidad con los criterios establecidos en este Código. Dichos coeficientes podrán disminuirse hasta 1,35 en el caso del hormigón y 1,10 en el caso del acero, si el elemento prefabricado esté en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido y se cumplen el resto de condiciones indicadas en el Anejo 19 de este Código.

62.2 Toma de muestras.

En el caso de que así lo decidiera la dirección facultativa, por si misma, a través de una entidad de control o un laboratorio de control, efectuará la toma de muestras sobre los acopios destinados a la obra. Podrán estar presentes durante la toma los representantes de la dirección facultativa, del constructor y del suministrador de los elementos prefabricados. En el caso de elementos normalizados y, la toma de muestras se efectuará sobre materiales, productos y elementos como los de las partidas suministradas a la obra. Solo si la dirección facultativa lo autoriza se podrá efectuar la toma de muestras en la propia obra.

La entidad o el laboratorio de control de calidad velarán por la representatividad de la muestra, no aceptando en ningún caso, que se tome sobre materiales o armaduras que no se correspondan a lo indicado en el proyecto, ni sobre elementos específicamente destinados a la realización de ensayos salvo que sean fabricados en su presencia y bajo su directo control. Una vez extraídas las muestras, se actuará de la misma forma que se indica al efecto en los Artículos 57, 59 y 61 para el hormigón y las armaduras.

La entidad o el laboratorio de control de calidad redactarán un acta para cada toma de muestras, que deberá ser suscrita por todas las partes presentes, quedándose con una copia de la misma. Su redacción obedecerá a un modelo de acta, aprobado por la dirección facultativa al comienzo de la obra y cuyo contenido mínimo se recoge en el Anejo 4.

Se podrán tomar muestras de control, preventivas y de contraste. Las muestras de contraste se tomarán en los casos en que el representante del suministrador del elemento prefabricado o del constructor, en su caso, así lo requiera.

El tamaño de las muestras deberá ser suficiente para la realización de la totalidad de las comprobaciones y ensayos contemplados en este Código. Todas las muestras se enviarán para su ensayo al laboratorio de control tras ser correctamente precintadas e identificadas.

62.3 Realización de los ensayos.

Cualquier ensayo sobre los elementos prefabricados o sus componentes, diferente de los contemplados en este apartado, se efectuará según lo establecido en el programa de control o en el correspondiente pliego de prescripciones técnicas, o de acuerdo con las indicaciones de la dirección facultativa.

62.3.1 Comprobación de la conformidad de los procesos de prefabricación.

La comprobación de la conformidad, por parte de la dirección facultativa o el agente en el que delegue, de los procesos de prefabricación incluirá, al menos, la elaboración de la armadura pasiva, su montaje en los moldes, la fabricación del hormigón, así como su vertido, compactación y curado y, en su caso, las operaciones de aplicación del pretensado.

La comprobación de la conformidad de cada proceso se efectuará mediante la aplicación de los mismos procedimientos que se establecen en el articulado de este Código para el caso general de ejecución de la estructura en la propia obra.

62.3.2 Ensayos para la comprobación de la conformidad de los productos empleados para la prefabricación de los elementos estructurales.

Los ensayos para la comprobación de las características exigibles, de acuerdo con este Código, para el hormigón, las armaduras elaboradas y los elementos de pretensado empleados en la prefabricación de elementos estructurales serán los mismos que los definidos, con carácter general, en los Artículos 57, 59 y 61.

62.3.3 Ensayos para la comprobación de la conformidad de la geometría de los elementos prefabricados.

La geometría de los elementos prefabricados se comprobará mediante la determinación de sus características dimensionales, mediante cinta métrica con una apreciación no superior a 1,0 mm.

62.3.4 Comprobación de la conformidad del recubrimiento de la armadura.

La conformidad de los recubrimientos respecto a lo indicado en el proyecto, se comprobará en la propia instalación, revisando la disposición adecuada de los separadores.

62.3.5 Otros ensayos.

Cualquier ensayo o comprobación, diferente de los contemplados en este Código, se efectuará según lo establecido en el programa de control o en el correspondiente pliego de prescripciones técnicas o de acuerdo con las indicaciones de la dirección facultativa.

62.4 Control previo al suministro.

El control previo al suministro tiene por objeto verificar la conformidad de las condiciones administrativas, así como de las instalaciones de prefabricación, mediante las correspondientes inspecciones y comprobaciones de carácter documental.

62.4.1 Comprobación documental.

Además de la documentación general a la que hace referencia el apartado 21.1, que sea aplicable a los elementos prefabricados, el suministrador de los elementos prefabricados o el constructor deberán presentar a la dirección facultativa una copia firmada por persona física con representación suficiente, de la siguiente documentación:

- a) en su caso, documento que acredite que los elementos prefabricados que serán objeto de suministro a la obra están en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido,
- b) en su caso, certificados de cualificación del personal que realiza la soldadura no resistente de las armaduras pasivas, que avale su formación específica para dicho procedimiento,
- c) en su caso, certificados de homologación de soldadores, según UNE-EN ISO 9606-1 y del proceso de soldadura, según UNE-EN ISO 15614-1, en caso de realizarse soldadura resistente de armaduras pasivas,
- d) en su caso, certificados de que el acero para armaduras pasivas, el acero para armaduras activas o la ferralla armada están en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.

En el caso de elementos prefabricados según proyecto en los que se prevea la modificación del despiece original incluido en el proyecto, el suministrador, o en su caso, el constructor remitirá el nuevo despiece para su aceptación por escrito por parte de la dirección facultativa. En cualquier caso, previamente al inicio del suministro de elementos prefabricados según proyecto, la dirección facultativa directamente, o mediante la entidad de control de calidad, podrá revisar las plantillas de despiece que se hayan preparado específicamente para los elementos de la obra.

En el caso de que se produjera un cambio del suministrador, será preceptivo presentar nuevamente la documentación correspondiente.

62.4.2 Comprobación de las instalaciones.

La dirección facultativa valorará la conveniencia de efectuar, directamente o a través de una entidad de control de calidad, una visita de inspección a la instalación donde se elaboran los elementos prefabricados al objeto de comprobar:

- que las instalaciones cumplen todos los requisitos exigidos por este Código, y en particular lo establecido en el artículo 54,
- que los procesos de prefabricación se desarrollan correctamente, y
- que existe un sistema de gestión de acopios de materiales que permiten conseguir la necesaria trazabilidad.

Estas inspecciones serán preceptivas en el caso de instalaciones de prefabricación que pertenezca a la obra.

El prefabricador deberá poder demostrar que su gestión de acopios y el control de sus procesos garantizan la trazabilidad hasta su entrega a la obra incluyendo, en su caso, el transporte.

El prefabricador o, en su caso, el constructor deberá demostrar que su central de hormigón y sus instalaciones y equipos para la elaboración de la armadura y aplicación del pretensado cumplen todas las exigencias técnicas establecidas para las mismas, con carácter general, por este Código.

62.4.3 Posible exención de comprobaciones previas.

En el caso de elementos prefabricados que dispongan de marcado CE, el responsable de la recepción deberá decidir aquellas comprobaciones que considere necesarias.

En el caso de que los elementos prefabricados estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, la dirección facultativa podrá eximir de las comprobaciones documentales a las que se refieren los puntos b) y c) del apartado 62.4.1.

62.5 Control durante el suministro.

62.5.1 Control documental durante el suministro.

El constructor, o la persona designada en obra que le represente técnicamente, deberá comprobar, bajo la supervisión de la dirección facultativa, que cada remesa de elementos prefabricados que se suministre a la obra va acompañada de la correspondiente hoja de suministro a la que hace referencia el apartado 21.1.

La dirección facultativa comprobará que la documentación aportada por el suministrador de los elementos prefabricados o, en su caso, por el constructor, es conforme con los coeficientes parciales de seguridad de los productos que hayan sido adoptados en el proyecto.

La dirección facultativa comprobará que la documentación de la partida de elementos prefabricados es conforme con este Código, así como con lo especificado en el proyecto.

62.5.2 Comprobación de la conformidad de los productos empleados.

La dirección facultativa comprobará que el prefabricador o, en su caso, el constructor ha controlado la conformidad de los productos directamente empleados para la prefabricación del elemento estructural y, en particular, la del hormigón, la de las armaduras elaboradas y la de los elementos de pretensado.

El control del hormigón se efectuará aplicando los criterios del artículo 57.

El control de las armaduras elaboradas se efectuará aplicando los criterios del artículo 59.

Para realizar las citadas comprobaciones, la dirección facultativa, podrá emplear cualquiera de los siguientes procedimientos:

- la revisión de los registros documentales en los que la persona responsable en la instalación de prefabricación debe reflejar los controles efectuados para la recepción, así como sus resultados,

- la comprobación de los procedimientos de recepción, mediante su inspección en la propia instalación industrial,

- en el caso de elementos prefabricados que no estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, mediante la realización de ensayos sobre muestras tomadas en la propia instalación de prefabricación, todo ello sin perjuicio de los ensayos cuya realización disponga la dirección facultativa.

62.5.3 Comprobaciones experimentales durante el suministro.

El control experimental de los elementos prefabricados incluirá la comprobación de la conformidad de los productos empleados, la de los propios procesos de prefabricación y la de sus dimensiones geométricas.

Además, se comprobará que los elementos llevan un código o marca de identificación que, junto con la documentación de suministro, permite conocer el fabricante, el lote y la fecha de fabricación de forma que se pueda, en su caso, comprobar la trazabilidad de los productos empleados para la prefabricación de cada elemento.

62.5.3.1 Posible exención de las comprobaciones experimentales.

En el caso de elementos prefabricados que dispongan de marcado CE, el responsable de la recepción deberá realizar las comprobaciones que considere necesarias en base al proyecto, a la legislación aplicable y a las instrucciones indicadas por la dirección facultativa.

Cuando aplique la comprobación experimental, en el caso de elementos prefabricados que estuvieran en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, la dirección facultativa podrá eximir de la realización de cualquier comprobación experimental de las referidas en los apartados 62.5.3.3 y 62.5.3.4.

62.5.3.2 Lotes para la comprobación de la conformidad de los elementos prefabricados.

En el caso de elementos normalizados, se define como lote la cantidad de elementos de la misma tipología, que forma parte de la misma remesa y procedentes del mismo fabricante.

En el caso de elementos prefabricados específicamente para la obra según un proyecto concreto, se define como lote la totalidad de los elementos de la misma remesa y procedentes del mismo fabricante.

62.5.3.3 Comprobación experimental de los procesos de prefabricación.

Esta comprobación se efectuará, al menos, una vez durante la obra y comprenderá tanto la revisión del control de producción del prefabricador como la realización de comprobaciones específicas sobre cada proceso, llevadas a cabo por una entidad de control de calidad.

En el caso de elementos normalizados, la dirección facultativa podrá limitar esta comprobación a la revisión del control de producción, que deberá efectuarse sobre los registros de autocontrol correspondientes al período de tiempo durante el que se hayan fabricado los elementos suministrados a la obra.

Para los productos que no dispongan de marcado CE, ni distintivo de calidad oficialmente reconocido, la comprobación experimental de los procesos se efectuará de acuerdo con los siguientes criterios:

a) Proceso de elaboración de las armaduras pasivas:

Se efectuarán comprobaciones de la conformidad de las armaduras con el proyecto, de acuerdo con los criterios establecidos en el artículo 59.

b) Proceso de montaje de las armaduras pasivas:

Antes de su colocación en el molde, se comprobará que la ferralla elaborada, una vez armada, se corresponde con lo indicado en el proyecto, tanto en lo relativo a sus dimensiones geométricas, secciones de acero y longitudes de solape.

Una vez colocadas sobre el molde, se comprobará que han dispuesto separadores de acuerdo con lo indicado en el apartado 49.8.2 que sus dimensiones permiten garantizar los correspondientes recubrimientos mínimos establecidos en el apartado 43.4.1.

Se efectuarán comprobaciones sobre una muestra de, al menos, cinco unidades de armadura y se aceptará la conformidad del proceso cuando en la totalidad de las muestras se obtengan diámetros de acero que se correspondan con lo establecido en el proyecto y, además, del resto de las comprobaciones se obtengan desviaciones respecto de los

valores nominales menores que las tolerancias establecidas en el Anejo 14 para la clase correspondiente al coeficiente parcial de seguridad empleado en el proyecto.

c) Proceso de aplicación del pretensado:

El proceso de aplicación del pretensado se comprobará, al menos una vez, aplicando los criterios establecidos en el artículo 61. Se efectuarán las correspondientes comprobaciones antes del tesado, antes del hormigonado y, en caso, antes de la inyección.

Se aceptará la conformidad del proceso cuando no se advierta ninguna desviación respecto a los criterios establecidos en el artículo 61.

d) Procesos de fabricación del hormigón, vertido, compactación y curado:

En el caso de que el hormigón sea fabricado por el prefabricador, sus procesos de fabricación deberán cumplir los mismos criterios técnicos que los exigidos para las centrales de hormigón por este Código salvo en los requisitos referentes al transporte. Además, su vertido, compactación y curado deberán ser conformes con los criterios establecidos, con carácter general, por este Código.

Para ello, se efectuará, al menos una vez durante la obra, una inspección para comprobar la conformidad con la que se desarrollan dichos procesos.

62.5.3.4 Comprobación experimental de la geometría de los elementos prefabricados.

En el caso de elementos prefabricados sin marcado CE ni distintivo de calidad oficialmente reconocido, para cada lote definido en el apartado 62.5.3.2, se seleccionará una muestra formada por un número suficientemente representativo de elementos, de acuerdo con la tabla 62.5.3.4, que preferiblemente sean pertenecientes a diferentes formas y tipologías. Se comprobará que las dimensiones geométricas de cada elemento presentan unas variaciones dimensionales respecto a las dimensiones nominales de proyecto, conformes con las tolerancias definidas en el Anejo 14 para la clase correspondiente al coeficiente parcial de seguridad empleado en el proyecto.

Tabla 62.5.3.4 Número mínimo de elementos prefabricados controlados por lote

Tipo de elemento suministrado	Número mínimo elementos controlados en cada partida
Elementos tipo pilotes, viguetas, bloques...	10
Elementos tipo losas, paneles, pilares, jácenas...	3
Elementos de grandes dimensiones tipo artesas, cajones...	1

En el caso de que se produjera un incumplimiento se desechará el elemento sobre el que se ha obtenido el mismo y se procederá a una nueva toma de muestras que, si resultara positiva, permitirá la aceptación del lote. En caso contrario, la dirección facultativa requerirá del suministrador una justificación técnica de que la pieza cumple los requisitos exigibles, conforme a este Código de acuerdo con lo expuesto en el punto 4.h) del Anejo 14.

62.5.3.5 Certificado del suministro.

Al finalizar el suministro de los elementos prefabricados, el constructor facilitará a la dirección facultativa un certificado de los mismos, elaborado por el suministrador de los elementos prefabricados y firmado por persona física, cuyo contenido será conforme a lo establecido en el Anejo 4.

En el caso de que un mismo suministrador de elementos prefabricados efectuara varios suministros durante el mismo mes, se podrá aceptar un único certificado que incluya la totalidad de los elementos suministrados durante el mes de referencia.

CAPÍTULO 14**Gestión de la calidad de la ejecución de estructuras de hormigón**

Artículo 63. *Programación del control de ejecución en las estructuras de hormigón.*

La organización del control de la ejecución de las estructuras de hormigón deberá seguir los criterios establecidos en el capítulo 5 y, en particular, la programación del control de la ejecución deberá respetar los criterios establecidos en el artículo 22.

El control de la ejecución estará ligado al nivel de control de la ejecución (acorde con lo definido en el apartado 22.4.1 y a la clase de ejecución (acorde con lo definido en el apartado 22.4.2).

El control de ejecución deberá adaptarse a las características de la obra y a los medios disponibles en la misma, por lo que la dirección facultativa, por iniciativa propia o a propuesta del constructor, podrá autorizar valores diferentes a los recogidos en este artículo.

63.1 Lotes de ejecución.

El Programa de control aprobado por la dirección facultativa contemplará una división de la obra en lotes de ejecución, coherentes con el desarrollo previsto en el plan de obra para la ejecución de la misma y conformes con los siguientes criterios:

- a) se corresponderán con partes sucesivas en el proceso de ejecución de la obra,
- b) no se mezclarán elementos de tipología estructural distinta, que pertenezcan a filas diferentes en la tabla 63.1,
- c) el tamaño del lote no será superior al indicado, en función del tipo de elementos, en la tabla 63.1.

Tabla 63.1 Tamaño máximo de los lotes de ejecución

Tipo de elemento	N.º de elementos o dimensión
Cimentaciones en edificación, depósitos, chimeneas o torres	Elementos de cimentación correspondientes a 250 m ² de superficie, sin rebasar 10 elementos
Cimentaciones de puentes	1 elemento de cimentación (zapata)
Vigas, forjados y otros elementos trabajando a flexión en edificación, depósitos, chimeneas o torres	250 m ² de superficie construida 2 plantas 50 m de muro de contención
Alzados de depósitos, chimeneas o torres	500 m ² de superficie de depósito 10 m de altura
Losa superior o inferior en marcos	totalidad del elemento (losa superior o losa inferior) 250 m ²
Pilares y muros portantes de edificación	250 m ² de superficie construida 2 plantas 50 m de muro
Alzados de pilas, estribos en puentes o muros en obras de ingeniería civil, construidos con encofrado convencional	1 pila / 1 estribo 1 hastial, en el caso de marcos 50 m de muro 10 m de altura 250 m ²
Pilas u otros elementos, construidas por trepado	1 trepa

Tipo de elemento	N.º de elementos o dimensión
Pilas u otros elementos construidas por deslizado	1 jornada
Tableros en general ejecutados in situ	1 vano 1 jornada de hormigonado 500 m ²
Losas in situ de tableros con elementos prefabricados y mixtos	1 vano 1 jornada de hormigonado 500 m ²
Tableros construidos por fases (o dovelas)	1 fase (o dovela)

En el caso de otros elementos diferentes de los indicados en la tabla 63.1, el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto establecerá los criterios necesarios para definir el tamaño máximo del lote de ejecución.

63.2 Unidades de inspección.

A los efectos de este Código, se entiende por unidad de inspección el conjunto de actividades asociadas a un determinado proceso de ejecución, cuyo tamaño máximo viene definido por lo indicado en la tabla 63.2 y que puede implicar a diferentes lotes de ejecución.

Para cada lote de ejecución, el programa de control identificará cada uno de los procesos de ejecución que deben llevarse a cabo en función del tipo de elemento y sus características.

Para cada lote de ejecución y para cada uno de los procesos, el programa de control definirá las unidades de inspección sobre las que se desarrollará el control de la conformidad de la ejecución.

En función de los desarrollos de procesos y actividades previstos en el plan de obra, en cada inspección a la obra desarrollada por el constructor, por la dirección facultativa o, en su caso, por la entidad de control, podrá comprobarse un determinado número de unidades de inspección, las cuales, pueden corresponder a uno o más lotes de ejecución.

Para la definición de las posibles unidades de inspección en cada lote de ejecución, el programa de control identificará la totalidad de los procesos y actividades susceptibles de ser inspeccionadas, de acuerdo con lo previsto en este Código.

Las unidades de inspección se definirán en función del proceso de ejecución o actividad, o del tipo de elemento al que corresponden, según se indica en las tablas 63.2.a y 63.2.b.

Tabla 63.2.a Unidades de inspección en función del proceso de ejecución o actividad

Proceso de ejecución	Tamaño máximo de la unidad de inspección
Control de la gestión de acopios	Acopio correspondiente a cada material, forma de suministro, fabricante y partida que se emplean en cada lote de ejecución ^(*)
Replanteos	Replanteos correspondientes a un 20 % de cada planta o nivel a ejecutar en el caso de edificación Replanteos de cada uno de los elementos (cimentaciones, alzados de pilas, alzados de estribos, tableros, etc.), en el caso de puentes
Cimbrado	3000 m ³ de cimbra

Proceso de ejecución	Tamaño máximo de la unidad de inspección
Despiece de planos de armaduras diseñadas según proyecto	Planillas correspondientes a una remesa de armaduras
Elaboración de las armaduras, mediante atado o soldadura no resistente (incluyendo procesos de enderezado, corte, doblado y armado, en su caso)	Conjunto de armaduras elaboradas en 1/4 de jornada(**)
Descimbrado	3.000 m ³ de cimbra
Uniones de los prefabricados	Uniones ejecutadas para cada elemento prefabricado

(*) Un mismo acopio de material, procedente del mismo suministro, fabricante y partida o remesa, puede ser destinado a diferentes elementos estructurales o a diferentes lotes de ejecución, en función de su tamaño y de acuerdo con el plan de obra. Por lo tanto, la gestión de un acopio concreto puede formar parte de diferentes lotes de ejecución y, consecuentemente, de diferentes unidades de inspección. Al programarse el control de ejecución, se evitará considerar la inspección repetida del mismo acopio para la aceptación de distintos lotes de ejecución, procurando en la medida de lo posible que el conjunto de las inspecciones tenga la mayor representatividad posible de la obra.

(**) Se deben inspeccionar 4 unidades de elaboración de armadura en una jornada laboral.

Tabla 63.2.b Unidades de inspección en función del tipo de elemento

Tipo de elemento	Encofrado	Procesos de ejecución					
		Montaje de armaduras pasivas	Operaciones de pretensado	Vertido y compactación	Desencofrado	Curado	Acabado
Elementos de cimentación con volúmenes inferiores a los 350 m ³ .	Encofrado de cada elemento de cimentación.	Armadura de cada elemento de cimentación.	Montaje, tesado e inyección (en su caso) de cada una de las unidades de pretensado.	Hormigón de cada elemento de cimentación.	Desencofrado de cada elemento de cimentación.	Curado del hormigón de cada elemento de cimentación.	Acabado de la superficie vista del hormigón de cada elemento de cimentación.
Elementos de cimentación con volúmenes superiores a los 350 m ³ .	Encofrado de cada elemento de cimentación.	Armadura montada en media jornada.	Montaje, tesado e inyección (en su caso) de cada una de las unidades de pretensado.	Hormigón procedente de cinco amasadas.	Desencofrado de cada elemento de cimentación.	Curado correspondiente a cada una de las juntas de hormigonado o a la superficie final del elemento.	Acabado de la superficie vista del hormigón de cada elemento de cimentación.
Alzados de pilares, y muros en edificación.	Encofrado de cada pilar. Encofrado de 5 m de muro, en su caso.	Armadura de cada pilar. Armadura correspondiente a 5 m de muro, en su caso.	Montaje, tesado e inyección (en su caso) de cada una de las unidades de pretensado.	Hormigón correspondiente a cada pilar. Hormigón correspondiente a 5 m de muro, en su caso.	Desencofrado de cada pilar. Desencofrado de 5 m de muro, en su caso.	Curado de la superficie de cada pilar. Curado correspondiente a 5 m de muro, en su caso.	Superficie de cada pilar. Superficie de cada 5 m de muro, en su caso.
Alzados de pilas, estribos y muros en el caso de puentes.	Encofrado de cada alzado de pilas o estribos Encofrado de 5 m de muro, en su caso.	Armadura de cada pila o estribo Armadura correspondiente a 5 m de muro.	Montaje, tesado e inyección (en su caso) de cada una de las unidades de pretensado.	Hormigón de cada pila o estribo, con un máximo de cinco amasadas. Hormigón correspondiente a 5 m de muro, en su caso.	Desencofrado de cada alzado de pilas o estribos. Desencofrado de 5 m de muro, en su caso.	Curado de la superficie de cada pila o estribo. Curado correspondiente a 5 m de muro, en su caso.	Superficie de cada pila o estribo. Superficie de cada 5 m de muro, en su caso.

Tipo de elemento	Encofrado	Procesos de ejecución					
		Montaje de armaduras pasivas	Operaciones de pretensado	Vertido y compactación	Desencofrado	Curado	Acabado
Pila hormigonada con encofrados trepantes.	Unidad de encofrado colocado en cada trepa.,.	Armadura correspondiente a cada trepa.	Montaje, tesado e inyección (en su caso) de cada una de las unidades de pretensado.	Hormigón destinado a cada trepa.	Desencofrado de cada trepa.	Superficie de cada trepa.	Superficie de cada trepa.
Pila hormigonada con encofrados deslizantes.	Unidad de encofrado deslizante, operando durante el tiempo necesario para tres ciclos de hormigonado, con una duración mínima de 2 horas.	Armadura montada durante media jornada.	Montaje, tesado e inyección (en su caso) de cada una de las unidades de pretensado.	Hormigón destinado a ser colocado cada dos horas.	No aplica.	Superficie que aparece al deslizar cada dos horas.	Superficie que aparece al deslizar cada jornada.
Vigas, forjados y otros elementos trabajando a flexión en edificación Losa superior e inferior de marcos.	Encofrado de cada elemento.	Armadura de cada elemento.	Montaje, tesado e inyección (en su caso) de cada una de las unidades de pretensado.	Hormigón de cada elemento.	Desencofrado de cada elemento.	Curado de cada superficie.	Superficie de cada elemento.
Tableros en general.	Superficie de hormigón, correspondiente a cada vano.	Armadura montada durante media jornada.	Montaje, tesado e inyección (en su caso) de cada una de las unidades de pretensado.	Hormigón procedente de cinco amasadas.	Superficie de hormigón, correspondiente a cada vano.	Superficie de hormigón, no superior a 100 m ² .	Superficie de hormigón, correspondiente a cada vano.
Tableros ejecutados por fases.	Superficie de hormigón, correspondiente a la fase (unidad de inspección única).	Armadura correspondiente a cada una de las fases.	Montaje, tesado e inyección (en su caso) de cada una de las unidades de pretensado.	Hormigón procedente de cinco amasadas.	Superficie de hormigón, correspondiente a la fase (unidad de inspección única).	Superficie de hormigón, no superior a 100 m ² .	Superficie de hormigón, correspondiente a la fase (unidad de inspección única).
Tableros ejecutados por dovelas.	Superficie de hormigón, correspondiente a la dovela (unidad de inspección única).	Armadura correspondiente a cada una de las dovelas.	Montaje, tesado e inyección (en su caso) de cada una de las unidades de pretensado.	Hormigón procedente de tres amasadas.	Superficie de hormigón, correspondiente a la dovela (unidad de inspección única).	Superficie de hormigón, correspondiente a la dovela (unidad de inspección única).	Superficie de hormigón, correspondiente a la dovela (unidad de inspección única).

Una vez definidos los lotes de ejecución y las unidades de inspección, se debe definir para cada unidad de inspección las frecuencias de comprobación. De forma orientativa, el Anejo 15 define las frecuencias de comprobación para las unidades de inspección de la ejecución de estructuras de hormigón.

Artículo 64. Comprobaciones previas al comienzo de la ejecución

Antes del inicio de la ejecución de cada parte de la obra, la dirección facultativa deberá constatar que existe un programa de control para los productos y para la ejecución, que haya sido redactado específicamente para la obra, conforme a lo indicado en el proyecto y en este Código.

Cualquier incumplimiento de los requisitos previos establecidos, provocará el aplazamiento del inicio de la obra hasta que la dirección facultativa constate documentalmente que se ha subsanado la causa que dio origen al citado incumplimiento.

Artículo 65. Control de los procesos de ejecución previos a la colocación de la armadura.**65.1 Control del replanteo de la estructura.**

Se comprobará que los ejes de los elementos, las cotas y la geometría de las secciones presentan unas posiciones y magnitudes dimensionales cuyas desviaciones respecto al proyecto son conformes con las tolerancias indicadas en el Anejo 14, para los coeficientes parciales de los materiales adoptados en el cálculo de la estructura.

65.2 Control de las cimentaciones.

En el caso de cimentaciones superficiales, deberán efectuarse al menos las siguientes comprobaciones:

- comprobar que en el caso de zapatas colindantes a medianerías, se han adoptado las precauciones adecuadas para evitar daños a las estructuras existentes,
- comprobar que la compactación del terreno sobre el que apoyará la zapata, es conforme con lo establecido en el proyecto,
- comprobar, en su caso, que se han adoptado las medidas oportunas para la eliminación del agua, y
- comprobar, en su caso, que se ha vertido el hormigón de limpieza para que su espesor sea el definido en el proyecto.

65.3 Control de las cimbras y apuntalamientos.

Durante la ejecución de la cimbra, deberá comprobarse la correspondencia de la misma con los planos de su proyecto, con especial atención a los elementos de arriostramiento y a los sistemas de apoyo. Se efectuará también sendas revisiones del montaje y desmontaje, comprobando que se cumple lo establecido en el correspondiente procedimiento escrito.

En general, se comprobará que la totalidad de los procesos de montaje y desmontaje, y en su caso el de recimbrado o reapuntalamiento, se efectúan conforme a lo establecido en el correspondiente proyecto.

La dirección facultativa solicitará, comprobará y adjuntará a la documentación de la obra el certificado indicado en el apartado 48.2, que debe facilitarle el constructor.

En el caso de que se utilice, en conformidad con el apartado 48.2, un sistema de elementos sustentantes que esté en posesión de un distintivo oficialmente reconocido, conforme al artículo 18, se seguirán las indicaciones contenidas en el expediente técnico de aplicación, en lo referente a instrucciones para el montaje y, en su caso, de manipulación o manejo en la obra de los elementos sustentantes correspondientes, así como de los planos de montaje de los mismos. En este caso la dirección facultativa podrá eximir al constructor de las comprobaciones y revisiones anteriormente indicadas, siempre que éste presente la documentación del distintivo oficialmente reconocido que posee el sistema de elementos sustentantes empleado y acredite que el mismo está vigente durante todo el periodo de su utilización en la obra.

65.4 Control de los encofrados y moldes.

Previamente al vertido del hormigón, se comprobará que la geometría de las secciones es conforme con lo establecido en el proyecto, aceptando la misma siempre que se

encuentre dentro de las tolerancias establecidas en el proyecto o, en su defecto, por el Anejo 14. Además se comprobarán los aspectos indicados en el apartado 48.3.

En el caso de encofrados o moldes en los que se dispongan elementos de vibración exterior, se comprobará previamente su ubicación y funcionamiento, aceptándose cuando no sea previsible la aparición de problemas una vez vertido el hormigón.

Previamente al hormigonado, deberá comprobarse que las superficies interiores de los moldes y encofrados están limpias y que se ha aplicado, en su caso, el correspondiente producto desencofrante.

En el caso de que se utilice, en conformidad con el artículo 48.3, un sistema de encofrados (superficie encofrante y estructura resistente de la misma) que esté en posesión de un distintivo oficialmente reconocido, conforme al artículo 18, se seguirán las indicaciones contenidas en el expediente técnico de aplicación, en lo referente a instrucciones para el montaje y, en su caso, de manipulación o manejo en la obra de los encofrados correspondiente, así como de los planos de montaje de los mismos. En este caso la dirección facultativa podrá eximir al constructor de las comprobaciones y revisiones anteriormente indicadas, siempre que éste presente la documentación del distintivo oficialmente reconocido que posee el sistema de encofrados empleado y acredite que el mismo está vigente durante todo el periodo de su utilización en la obra.

Artículo 66. *Control del proceso de montaje de las armaduras pasivas.*

El proceso de ferralla no comenzará hasta que la dirección facultativa haya aceptado:

- los planos de despiece previamente aprobados por el constructor,
- la totalidad de la documentación aprobada por el constructor en relación con los procesos de fabricación de las armaduras, los productos empleados para su fabricación y el suministrador.

En el caso de que se vayan a emplear procesos de soldadura, tanto en instalaciones como en obra, el control del constructor deberá comprobar:

- la cualificación del coordinador de soldeo, según la norma UNE-EN ISO 14731, tanto para soldadura no resistente como resistente,
- la cualificación de los soldadores, según se indica en las normas UNE-EN ISO 17660-1, para soldaduras resistentes y UNE 17660-2 para soldadura no resistente,
- la cualificación del procedimiento de soldeo, tanto para soldadura no resistente como resistente, de acuerdo con los apartados 49.4.3.2 y 49.5.2.5, respectivamente.

En el caso de empleo de dispositivos para el empalme mecánico, se recabará del constructor el correspondiente certificado, firmado por persona física, en el que se garantice su comportamiento mecánico.

Sobre el proceso de elaboración, armado y montaje de las armaduras pasivas el control del constructor efectuará, al menos, las verificaciones siguientes acordes con el artículo 49:

- inexistencia de defectos superficiales o grietas,
- diámetros de armaduras,
- despieces,
- atado y posicionamiento,
- longitudes de anclaje y de empalme (solapo, soldadura resistente, empalmes mecánicos ...),
- distancias libres entre barras.

Antes del inicio del suministro a la obra de las armaduras desde la instalación de ferralla, se establecerá un punto de parada hasta que, una vez efectuado el control de contraste bajo la supervisión de la dirección facultativa, se haya aceptado la conformidad de:

- la armadura elaborada y la ferralla armada,

– la cimbra, en su caso, a partir de la documentación aportada por el constructor de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 65.3.

Para verificar la conformidad del montaje, el control del constructor efectuará al menos las comprobaciones siguientes, de las cuales dejará constancia documental:

- separadores (material, tamaño, cantidad y distribución),
- recubrimientos (mínimos y máximos),
- tolerancias de acuerdo con lo establecido en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares del proyecto o el Anejo 14,
- estado de oxidación de la armadura pasiva, con el límite establecido en el apartado 49.8.1,
- estado de limpieza y eliminación de suciedades.

En el caso de que para facilitar el armado de la ferralla, por ejemplo, para garantizar la separación entre estribos (pre-armado), se hubieran empleado cualquier tipo de elemento auxiliar de acero, se comprobará que éstos presentan también un recubrimiento no inferior al mínimo.

En ningún caso se aceptará la colocación de armaduras que presenten menos sección de acero que las previstas en el proyecto, ni aun cuando ello sea como consecuencia de la acumulación de tolerancias con el mismo signo.

Antes de proceder al hormigonado, se establecerá un punto de parada hasta que la dirección facultativa haya aceptado el montaje de las armaduras pasivas.

En caso de emplearse soldaduras en la elaboración de armaduras pasivas, los criterios aplicables para su control, tanto en lo relativo a ensayos de producción como a las tareas de inspección, serán los recogidos en los capítulos 12 y 13 de la norma UNE-EN ISO 17660, partes 1 y 2, para soldaduras resistentes y no resistentes respectivamente. También será de aplicación el artículo 59 de este Código.

El control del constructor inspeccionará el 100 % de las soldaduras resistentes realizadas, comprobando las longitudes y gargantas de los cordones, así como la distancia longitudinal entre cordones y la distancia a los codos, y el 50 % de las soldaduras no resistentes. Deberán cumplirse las distancias definidas para cada soldadura en función de cada diámetro. El criterio de aceptación será el establecido por la norma UNEEN ISO 17660, en la parte que corresponda según se trate de soldadura resistente o no resistente.

Como criterio general, puede establecerse como valor indicativo que el control de contraste de la dirección facultativa comprobará un 20 % de las soldaduras resistentes y un 10 % de las no resistentes, de forma aleatoria y representativa.

Artículo 67. *Control de las operaciones de pretensado.*

67.1 Control del tesado de las armaduras activas.

El control de contraste de la dirección de facultativa comprobará que los equipos y sistemas para la aplicación del pretensado cumplen los requisitos establecidos en el apartado 50.1.2 de este Código.

Todas las comprobaciones realizadas tanto por el control del constructor como por control de contraste de la dirección facultativa deberán quedar documentadas mediante impresos firmados por persona física.

A continuación se describen los criterios de control y frecuencias de comprobación aplicables a cada uno de los procesos siguientes:

- a) Replanteo de anclajes, trompetas y vainas.

El constructor llevará a cabo un control del 100 % de los puntos de replanteo de vainas y elementos de anclaje. En particular, se comprobará que no existen puntos angulosos,

especialmente en la unión entre trompeta y vaina, y que se respetan los parámetros especificados en relación con:

- longitudes mínimas de tramos rectos detrás de los anclajes,
- radios de curvatura en función del tipo de vaina,
- distancias entre puntos de fijación de las vainas,
- tolerancias del trazado,
- recubrimientos y separación entre vainas.

El control de contraste de la dirección facultativa comprobará, al menos, los siguientes puntos:

- situación del 100 % de las trompetas y verificación de la alineación entre estas y las vainas,
- 100 % de los puntos altos y puntos bajos del trazado,
- un punto intermedio entre cada punto alto y cada punto bajo en el 50 % de las vainas.

El constructor verificará que la armadura y posición de las barras correspondientes a los refuerzos en anclajes y otros puntos singulares del trazado son acordes con la definición de los planos de proyecto en el 100 % de estas zonas.

El control de contraste de la dirección facultativa verificará que la cuantía y posición de las armaduras de refuerzo es acorde a la definición de los planos en el 50 % de dichas zonas.

b) Sellado de juntas y verificación del estado de las vainas.

Antes del hormigonado, tanto el control del constructor como el control de contraste, llevarán a cabo inspecciones visuales independientes, a lo largo de toda la longitud de las vainas para comprobar que los posibles deterioros de estas (aplastamientos o perforaciones) se sitúan dentro de las tolerancias establecidas, y que todos los puntos de empalme de vainas y uniones entre trompetas y vainas se encuentran debidamente sellados.

c) Enfilado y corte de cordones.

Se verificará que, siempre que sea posible, se hayan enfilado los cordones antes del hormigonado. Así mismo deberán respetarse las sobrelongitudes mínimas de los tendones establecidas en la Evaluación Técnica Europea (ETE), para cada tipo de anclaje, al objeto de permitir su agarre en el arrastre del cilindro de tesado.

Estas verificaciones se realizarán en el 100 % de los tendones, tanto por el control del constructor como por el control de contraste.

d) Tesado.

Se controlará que los procesos de tesado se lleven a cabo de acuerdo con lo especificado en el apartado 50.3.

Antes del inicio del tesado se verificará que:

- todos los elementos que forman las unidades de pretensado cumplen lo indicado en el proyecto;
- los tendones deslizan libremente en sus conductos o vainas, en el caso de armaduras postesas;
- la resistencia del hormigón ha alcanzado, como mínimo, el valor indicado en el proyecto para la transferencia de la fuerza de pretensado al hormigón. Para ello se efectuarán los ensayos de control de la resistencia a compresión del hormigón establecida en el programa de tesado, siguiendo los procedimientos del artículo 57.

El control de la magnitud de la fuerza de pretensado introducida se realizará, de acuerdo con lo prescrito en el apartado 50.3, midiendo simultáneamente el esfuerzo ejercido por el gato y el correspondiente alargamiento experimentado por la armadura.

Para dejar constancia de este control, los valores de las lecturas registradas con los oportunos aparatos de medida utilizados se anotarán en la correspondiente tabla de tesado.

En las primeras diez operaciones de tesado que se realicen en cada obra y con cada equipo o sistema de pretensado, se harán las mediciones precisas para conocer, cuando corresponda, la magnitud de los movimientos originados por la penetración de cuñas u otros fenómenos, con el objeto de poder efectuar las adecuadas correcciones en los valores de los esfuerzos o alargamientos que deben anotarse.

El control del tesado de las armaduras activas será efectuado por el constructor y por el control de contraste en el 100 % de las unidades de pretensado.

67.2 Control de la ejecución de la inyección.

Las condiciones que habrá de cumplir la ejecución de la operación de inyección serán las indicadas en el apartado 50.4.

Se controlará el plazo de tiempo transcurrido entre la terminación de la primera etapa de tesado y la realización de la inyección.

El constructor hará, cada jornada, los siguientes controles:

- del tiempo de amasado,
- de la relación agua/cemento,
- de la cantidad de aditivo utilizada,
- de la viscosidad, con el cono, en el momento de iniciar la inyección,
- de la viscosidad a la salida de la lechada por el último tubo de purga,
- de que ha salido todo el aire del interior de la vaina antes de cerrar sucesivamente los distintos tubos de purga,
- de la presión de inyección,
- de fugas,
- del registro de temperatura ambiente máxima y mínima las jornadas que se realicen inyecciones y en las dos jornadas sucesivas, especialmente en tiempo frío.

Cada diez jornadas en que se efectúen operaciones de inyección y no menos de una vez, el constructor realizarán los siguientes ensayos:

- de la resistencia de la lechada o mortero mediante la toma de 3 probetas para romper a 28 días,
- de la exudación y reducción de volumen, de acuerdo con el apartado 37.4.2.2.

El control de contraste verificará que el constructor realiza estos controles.

En el caso de sistemas de pretensado en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, la dirección facultativa podrá eximir de cualquier comprobación experimental del control de la inyección.

Una vez inyectadas las vainas, tanto el constructor como la dirección facultativa llevarán a cabo sendas inspecciones visuales, que deben ser independientes, de las protecciones ejecutadas en los anclajes del pretensado. Se efectuarán transcurridos 7 días desde el final del curado para comprobar que todos los anclajes se encuentran adecuadamente protegidos y que no existe fisuración no controlada en el mortero empleado.

Artículo 68. *Control de los procesos de hormigonado.*

El constructor comprobará, antes del inicio del suministro del hormigón, dejando constancia documental de ello, que:

- se dan las circunstancias para efectuar correctamente su vertido de acuerdo con lo indicado en este Código. Asimismo, comprobará que se dispone de los medios adecuados para la puesta en obra, compactación y curado del hormigón,

– en el caso de temperaturas extremas, según el apartado 52.3, comprobará que se han tomado las precauciones allí recogidas.

La dirección facultativa verificará que el constructor realiza dichas comprobaciones.

Durante el hormigonado, el constructor bajo la supervisión de la dirección facultativa comprobará que no se forman juntas frías entre diferentes tongadas y que se evita la segregación durante la colocación del hormigón.

El constructor y la dirección facultativa comprobarán que el curado se desarrolla adecuadamente durante, al menos el período de tiempo indicado en el proyecto o, en su defecto, el indicado en este Código.

Artículo 69. *Control de procesos posteriores al hormigonado.*

Una vez desencofrado el hormigón, se comprobará la ausencia de defectos significativos en la superficie del hormigón. Si se detectaran coqueras, nidos de grava u otros defectos que, por sus características pudieran considerarse inadmisibles en relación con lo exigido, en su caso, por el proyecto, la dirección facultativa valorará la conveniencia de proceder a la reparación de los defectos y, en su caso, el revestimiento de las superficies.

En el caso de que el proyecto hubiera establecido alguna prescripción específica sobre el aspecto del hormigón y sus acabados (color, textura, etc.), estas características deberán ser sometidas al control, una vez desencofrado o desmoldado el elemento y en las condiciones que establezca el correspondiente pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto.

Además, el constructor bajo la supervisión de la dirección facultativa comprobará que el descimbrado se efectúa de acuerdo con el plan previsto en el proyecto y verificando que se han alcanzado, en su caso, las condiciones mecánicas que pudieran haberse establecido para el hormigón.

69.1 Control de los trabajos de protección, reparación y refuerzo.

En los trabajos de protección, reparación y refuerzo de estructuras de hormigón se deberá controlar que estas tareas se realicen conforme a las especificaciones del plan de control del proyecto. Para ello, el programa de control de la ejecución definirá los parámetros a controlar, los ensayos pertinentes, la frecuencia de realización y los criterios de aceptación.

Artículo 70. *Control del montaje y uniones de elementos prefabricados.*

Antes del inicio del montaje de los elementos prefabricados, el constructor efectuará las siguientes comprobaciones, dejando constancia documental de ello:

- a) los elementos prefabricados son conformes con las especificaciones del proyecto y se encuentran, en su caso, adecuadamente acopiados, sin presentar daños aparentes,
- b) se dispone de unos planos que definen suficientemente el proceso de montaje de los elementos prefabricados, así como las posibles medidas adicionales (arriostramientos provisionales, etc.),
- c) se dispone de un programa de ejecución que define con claridad la secuencia de montaje de los elementos prefabricados, y
- d) se dispone, en su caso, de los medios humanos y materiales requeridos para el montaje.

La dirección facultativa verificará que el constructor realice dichas verificaciones y revisará la documentación aportada.

Durante el montaje, el constructor y la dirección facultativa comprobarán que se cumple la totalidad de las indicaciones del proyecto. Se prestará especial atención al mantenimiento de las dimensiones y condiciones de ejecución de los apoyos, enlaces y uniones.

Artículo 71. *Control del elemento construido.*

Una vez finalizada la ejecución de cada fase de la estructura, el constructor efectuará una inspección del mismo, dejando constancia documental, al objeto de comprobar que se cumplen las especificaciones dimensionales del proyecto.

La dirección facultativa verificará la documentación aportada por el constructor.

Artículo 72. *Controles de la estructura mediante ensayos de información complementaria.***72.1 Generalidades.**

De las estructuras proyectadas y construidas con arreglo al presente Código, en las que los materiales y la ejecución hayan alcanzado la calidad prevista, comprobada mediante los controles preceptivos, solo necesitan someterse a ensayos de información y en particular a pruebas de carga, las incluidas en los supuestos que se relacionan a continuación:

- a) cuando así lo dispongan las instrucciones, reglamentos específicos de un tipo de estructura o el pliego de prescripciones técnicas particulares;
- b) cuando debido al carácter particular de la estructura convenga comprobar que la misma reúne ciertas condiciones específicas. En este caso el pliego de prescripciones técnicas particulares establecerá los ensayos oportunos que deben realizar, indicando con toda precisión la forma de realizarlos y el modo de interpretar los resultados;
- c) cuando a juicio de la dirección facultativa existan dudas razonables sobre la seguridad, funcionalidad o durabilidad de la estructura.

72.2 Pruebas de carga.

Además de las pruebas de carga que puedan ser preceptivas en aplicación de la reglamentación vigente que sea de aplicación, la dirección facultativa podrá disponer la realización de pruebas de carga adicionales, según lo indicado en el apartado 23.2, siempre que se hayan presentado no conformidades en las operaciones normales de control de la conformidad de la estructura y, en particular, cuando se hayan presentado no conformidades relativas a los productos o a los procesos de ejecución en obra que puedan ser relevantes para la seguridad de la estructura durante su vida de servicio.

72.3 Otros ensayos no destructivos.

Este tipo de ensayos se empleará para estimar en la estructura otras características del hormigón diferentes de su resistencia, o de las armaduras que pueden afectar a su seguridad o durabilidad.

Artículo 73. *Control de aspectos medioambientales.*

La dirección facultativa velará para que se observen las condiciones específicas de carácter medioambiental que, en su caso, haya definido el proyecto para la ejecución de la estructura.

En el caso de que la propiedad hubiera establecido exigencias relativas a la contribución de la estructura a la sostenibilidad, de conformidad con el capítulo 2, la dirección facultativa deberá comprobar durante la fase de ejecución que, con los medios y procedimientos reales empleados en la misma, se satisfacen las condiciones indicadas en el proyecto.

CAPÍTULO 15

Gestión de las estructuras de hormigón durante su vida de servicio

Artículo 74. *Evaluación de estructuras existentes de hormigón.*

74.1 Objeto y planteamiento.

La evaluación de estructuras existentes de hormigón persigue el objetivo de cuantificar los niveles de seguridad y funcionalidad de las estructuras y estimar la vida útil residual. Eso permite también identificar las zonas más sensibles o de mayores riesgos y, consiguientemente, orientar las actuaciones de reparación y refuerzo a las que se refieren los Artículos 75 y 76 siguientes.

En paralelo con el formato de proyecto y comprobación de estructuras de nueva planta, se mantiene, para la evaluación de estructuras existentes de hormigón, el marco de los Estados Límite.

La comprobación de los Estados Límites de Servicio (ELS) no se precisa, salvo que se plantee un cambio de uso, de evaluación analítica, puesto que puede deducirse de los resultados del conjunto de inspecciones que se haya llevado a cabo en la estructura (rutinarias, principales y, en su caso, especiales).

Por lo tanto, la evaluación de las estructuras existentes de hormigón se ciñe al ámbito de los Estados Límite Últimos (ELU). La satisfacción de cualquiera de los estados límite últimos obedece a la comprobación de la inecuación:

$$E_d \leq R_d$$

como en el proyecto de obra nueva. En caso contrario, salvo que se plantea otro criterio de análisis estructural deberá plantearse una intervención de reparación (con recuperación de los niveles de seguridad), de refuerzo o, en su caso, de limitación de cargas o, incluso, de sustitución de la estructura.

Por su parte, la determinación de la vida útil residual de una estructura de hormigón consistirá en deducir el período de tiempo, desde el instante de la evaluación, en el que la estructura o alguna de sus partes tarda en alcanzar alguno de los ELS o ELU identificados ya en la fase de proyecto o bien en el instante de evaluación. Los umbrales de aceptación, tanto en ELS como en ELU, están implícitos en las bases de proyecto y, en su caso, en el Programa de Inspección y Mantenimiento, como se explica en el capítulo 6.

74.2 Principios básicos del análisis de construcciones existentes de hormigón.

Dado que la modificación, reparación y el refuerzo de una estructura existente puede resultar muy costosa, cabe plantearse la alternativa, no tan frecuente en la fase de proyecto de obra nueva, de utilizar criterios y procedimientos de análisis estructural más sofisticados, manteniéndose una lógica proporcionalidad entre la ingeniería asociada a estos refinamientos, el coste previsible y los beneficios esperables.

Para el análisis de construcciones existentes de hormigón, como señala el artículo 25, es posible utilizar tanto un formato semi-probablista con coeficientes parciales modificados, como un planteamiento probabilista.

El procedimiento de análisis estructural en estado límite último para la deducción de esfuerzos puede ser realizado a partir de modelos que se basan en el comportamiento elástico lineal de los materiales, en la teoría de la plasticidad (también denominado «análisis límite») o procedimientos de análisis no lineal, como los que se plantea en el capítulo 5 de los Anejos 19 y 21 de este Código. En todo caso, cualquiera de los análisis estructurales mencionados, deberán incluir los deterioros o daños detectados en la estructura. Este planteamiento responderá al criterio clásico de comprobación planteado en la ecuación.

La comprobación estructural de elementos sometidos a esfuerzos que provocan tensiones tangenciales, como esfuerzo cortante, rasante, torsión, punzonamiento, etcétera, puede ser también llevada a efecto con modelos más generales, además de los clásicamente conocidos de bielas y tirantes.

Los aspectos particulares correspondientes a detalles como, anclajes y empalmes de barras, así como tendones de pretensado, podrán basarse en los planteamientos análogos a los considerados para obra nueva, debiéndose comprobar que se corresponden con las bases en las que se sustentan dichos modelos.

74.3 Propiedades de los materiales.

Las propiedades de los materiales admiten tres niveles de definición:

- a) Valores tomados de la documentación del proyecto (resultados de los ensayos de control, valores definidos en los planos y en las bases de cálculo, resultados de ensayo posteriores en el contexto de inspecciones especiales realizadas, etc.).
- b) Valores deducidos de una campaña de ensayos no destructivos (ultrasonidos, etc.) para el hormigón y la identificación de la armadura (tipo, límite elástico, diámetro y distribución) mediante la realización de catas adecuadamente planificadas y ejecutadas.
- c) Extracción de probetas y ensayos en laboratorio, tanto del hormigón como de barras de acero.

El alcance de la investigación necesaria para caracterizar los materiales dependerá de la respuesta obtenida en el análisis previo, del tipo de mecanismo de fallo previsible y de lo determinante que resulte la caracterización del material en la capacidad portante general de la estructura o la pieza.

Será necesario asimismo considerar eventuales modificaciones a los valores de la resistencia del hormigón para tener en cuenta aspectos como la función del hormigón en el mecanismo resistente, esto es, si pertenece a un cordón comprimido, al alma de una pieza sometida a tensiones tangenciales o a una situación de estados múltiples de tensión, tal y como se establece en el artículo 45.

Los cambios en el comportamiento de la estructura debidos al deterioro se deberían incorporar en los modelos teniendo en cuenta la forma en la que el deterioro influye en las variables asociadas.

74.4 Análisis estructural.

Los criterios y procedimientos de análisis estructural responderán a los principios establecidos en el capítulo 10 de este Código.

Artículo 75. *Criterios generales para la reparación de estructuras de hormigón.*

75.1 Contexto general y objeto.

El proyecto de reparación debe ser el resultado de un trabajo previo de estudio de la información disponible, de un análisis adecuado de evaluación estructural y de vida útil residual y, por tanto, de un diagnóstico preciso, que dictamine la causa o causas que explican los daños observados y que, eventualmente, condicionan su nivel de seguridad y vida útil residual.

Consiguentemente, la definición de cualquier tipo de reparación exige la detección previa de los tipos de deterioros presentes, la comprensión de los mecanismos que han dado lugar a cada deterioro o daño y las actuaciones correspondientes, incluyendo la prognosis de durabilidad de las mismas, aspecto asociado a la vida útil adicional que exija la propiedad.

El objeto de este artículo es presentar la sistemática que debe seguirse para proyectar y ejecutar la reparación de elementos estructurales de hormigón.

75.2 Clasificación de los deterioros y daños objeto de reparación.

A los efectos de las estructuras existentes, los deterioros objeto de reparación se pueden clasificar en dos grandes grupos:

- a) Deterioros y daños producidos por los procesos de degradación del propio hormigón: acciones mecánicas, físico-ambientales, químicas, etc.

b) Deterioros producidos por la corrosión de las armaduras, fundamentalmente asociados a la carbonatación del hormigón o a la presencia de cloruros.

75.3 Proyecto de reparación.

Para la redacción del proyecto de reparación, se seguirá el siguiente procedimiento:

1. Inspección especial previa que, con carácter general, se habrá realizado antes de concluir en la necesidad de acometer un proyecto de reparación, como prevé el artículo 24.

2. Elaboración de un mapa de daños o deterioros, como resultado de la inspección especial, asociado a un catálogo de daños o deterioros preparado desde la perspectiva de la solución de reparación y no tanto desde la etiología de los deterioros o daños. Dicho mapa representará, sobre planos, la ubicación y la identificación de los diferentes tipos de daño, con referencia explícita al catálogo de daños.

3. Formulación de un catálogo de soluciones que describa, para cada uno de los daños y deterioros identificados en ese catálogo, la solución prevista para su reparación.

En función de los criterios de vida útil adicional que se desee otorgar a la estructura de hormigón, de la importancia del elemento objeto de reparación, de su accesibilidad o de otras consideraciones (estéticas, históricas o patrimoniales), la propiedad convendrá con el proyectista si las soluciones de reparación tienen carácter

– activo o preventivo, asociado a la idea de impedir el deterioro, en lo sucesivo, del elemento en cuestión, lo que implica estrategias de protección con elementos de sacrificio o con sistemas de tan lento deterioro que, en la práctica, su degradación sea irrelevante; o

– pasivo, asociado a la idea de que, al cabo de un cierto tiempo, será necesario de nuevo proceder a una reparación, cuando se haya agotado la vida útil adicional conferida tras la reparación.

En el proyecto de reparación, los planos podrán incluir una síntesis del método de reparación propuesto por el proyectista. El pliego de condiciones técnicas particulares contendrá la identificación de las unidades correspondientes, las especificaciones de los materiales, la forma de ejecución y la definición de la forma de medición y abono.

75.3.1 Catálogo de daños y mapa de daños.

Con el fin de identificar de manera inequívoca el estado de la estructura, el proyecto de reparación contendrá un catálogo de daños que, orientado a la elaboración del mapa de daños, incluirá:

- una denominación abreviada (un código corto de letras y números) para que se pueda incorporar al mapa de daños;
- una descripción sucinta pero suficiente del deterioro o daño objeto de reparación;
- unas fotografías o croquis suficientemente descriptivos del deterioro o daño correspondiente; y
- una identificación de la causa o causas que han producido estos deterioros o daños, aunque tengan orígenes diferentes pero manifestaciones similares y, sobre todo, se traten con la misma solución terapéutica.

El mapa de daños deberá incluir asimismo las referencias suficientes como para realizar la medición correspondiente y, en función de la posición de la zona objeto de reparación y de su accesibilidad, elaborar el correspondiente presupuesto.

75.3.2 Catálogo de soluciones de reparación.

El proyecto contendrá una definición pormenorizada de los procedimientos de reparación de los elementos de hormigón estructural afectados por todos y cada uno de los daños y deterioros tipificados en el catálogo de daños y localizado en el correspondiente mapa de daños.

En el artículo 40 se recogen los sistemas de reparación de estrategia de hormigón.

75.4 Plan de inspección y mantenimiento.

En consonancia con los principios establecidos en el artículo 24, el proyecto de reparación contendrá, como el de obra nueva, un Plan de Inspección y Mantenimiento con los contenidos referidos a las actuaciones de reparación emprendidas, con mención específica a:

- la vida útil prevista para la estructura reparada;
- la frecuencia deseable de las inspecciones de seguimiento de la estructura reparada;
- los criterios de inspección específicos que, en su caso, deban seguir los inspectores;
- las actuaciones de mantenimiento ordinario o especializado que, en su caso, deban realizarse.

De manera igualmente similar al caso de proyecto de obra nueva, una vez concluidos los trabajos, la dirección facultativa será responsable de la redacción de la actualización del plan de mantenimiento incluido en el proyecto de reparación. Dicho plan se entregará a la propiedad para la gestión de la conservación de la obra.

Artículo 76. *Criterios generales para el refuerzo de estructuras de hormigón.*

76.1 Contexto general y objeto.

Las actuaciones de refuerzo de estructuras de hormigón comparten con las de reparación la necesidad de haber desarrollado un trabajo previo de estudio de la información disponible, de un análisis adecuado de evaluación estructural y de vida útil residual y, por tanto, del punto de partida, en términos de prestaciones y vida útil residual, para el correcto planteamiento del alcance y procedimiento de refuerzo.

El objeto de este artículo es establecer la sistemática que debe seguirse a la hora de proyectar y ejecutar el refuerzo de elementos estructurales de hormigón.

76.2 Clasificación de los refuerzos estructurales en piezas de hormigón.

A los efectos de las estructuras existentes, los trabajos de refuerzo que cabe emprender se pueden clasificar en dos grandes grupos:

- a) Incremento de la capacidad de carga sin modificación de las secciones del elemento estructural.
- b) Incremento de la capacidad resistente de la sección o de la pieza.

76.3 Procedimientos de refuerzo de piezas de hormigón.

A partir de la clasificación realizada en el apartado 76.2, se plantean los dos procedimientos siguientes de refuerzo de estructuras existentes de hormigón.

La valoración estructural de todos los estados posibles, el inicial, los de las fases constructivas y el final requieren de un pormenorizado estudio, normalmente más complejo que el de las estructuras de nueva ejecución, que incorpora la necesidad de modelizar adecuadamente nuevos materiales y procesos constructivos o estados de solicitud que es preciso considerar cuidadosamente.

76.3.1 Refuerzo sin alterar la sección de la pieza.

Es una estrategia que afecta al esquema estático global de la estructura y conduce a disminuir las solicitudes del elemento afectado. Ello puede lograrse, por ejemplo, disminuyendo la carga muerta o sustituyéndola por soluciones ligeras, disponiendo apoyos intermedios en los vanos, o bien haciendo uso del pretensado exterior.

Esta forma de proceder obliga al proyectista a identificar los modos de fallo previsibles, distintos, en general, de los correspondientes al esquema estático de partida, y a justificar la idoneidad de la solución, tanto en ELS como en ELU.

76.3.2 Refuerzo aplicado a la sección de la pieza.

Se suele materializar con recrcidos de hormigón o micro-hormigón, con chapas o perfiles de acero, conectadas mecánicamente o adheridas. También pertenecen a este grupo las actuaciones de refuerzo con materiales compuestos.

También esta solución exige la identificación de los modos de fallo previsibles y sus correspondientes implicaciones en ELS y ELU, tanto en los materiales originales, en los materiales y dispositivos añadidos o en su conexión.

Para la elección de procedimiento más idóneo de refuerzo, se deberán tener en cuenta aspectos como:

- La entrada en carga y los mecanismos de transferencia.
- Confinamiento del hormigón existente y el correspondiente incremento de sus prestaciones resistentes y de deformabilidad.
- La historia de cargas previa y la derivada del proceso constructivo.
- Otros condicionantes de ejecución.

76.4 Proyecto de refuerzo.

La redacción de los proyectos de refuerzo seguirá, como criterio general, el siguiente orden, coherente con los principios establecidos en este Código Estructural:

1. Inspección especial previa que, con carácter general, se habrá realizado antes de concluir en la necesidad de acometer un proyecto de refuerzo, como prevé el artículo 24. Especialmente importante en este punto es valorar el nivel de seguridad, porque de éste depende el alcance y magnitud del refuerzo.
2. Estudio de alternativas de refuerzo, con el fin de disponer de distintas posibilidades de refuerzo, con sus ventajas e inconvenientes, incluidas las fases de construcción y de mantenimiento posterior.
3. Redacción, propiamente dicha, de los documentos del proyecto, cuyo carácter es ya relativamente convencional.

76.5 Plan de inspección y mantenimiento.

En consonancia con los principios establecidos en el artículo 24, el proyecto de refuerzo contendrá, como el de obra nueva, un Plan de Inspección y Mantenimiento con los contenidos referidos a las actuaciones de refuerzo emprendidas, con mención específica a:

- la vida útil adicional prevista para la estructura reforzada en su conjunto y la de sus elementos parciales, en su caso;
- la frecuencia deseable de las inspecciones de seguimiento de la estructura reforzada;
- la necesidad, eventualmente, de disponer un sistema de auscultación de seguimiento;
- los criterios de inspección específicos que, en su caso, deban seguir los inspectores;
- las actuaciones de mantenimiento ordinario o especializado que, en su caso, deban realizarse.

De manera igualmente similar al caso de proyecto de obra nueva, una vez concluidos los trabajos, la dirección facultativa será responsable de la redacción de un Programa de Inspección y mantenimiento que complete o actualice las previsiones del Plan de Inspección y mantenimiento incluido en el proyecto de reparación. Dicho Programa se entregará a la propiedad para la gestión de la conservación de la obra.

CAPÍTULO 16

Demolición y deconstrucción de estructuras de hormigón

Artículo 77. *Demolición de estructuras de hormigón.*

77.1 Generalidades.

A los efectos de este Código se entiende por demolición de una estructura de hormigón el conjunto de procesos de desmontaje o desmantelamiento de la estructura, en su totalidad o de una parte de misma, por decisión de la propiedad y como consecuencia de la finalización de su vida de servicio.

La propiedad será responsable de disponer de un proyecto específico para las actividades de demolición incluidas en este artículo, siempre que se den cualquiera de las siguientes circunstancias:

- se trate de la demolición de una estructura como consecuencia de un accidente, incendio o sismo;
- se trate de la demolición de una estructura que incluya elementos a flexión con luces de más de 10 m, o con elementos verticales a compresión con alturas entre niveles superiores a 10 m;
- en cualquier caso, cuando se trate de estructura de hormigón pretensado; y
- en cualquier caso, cuando se vaya a emplear explosivos.

Sin perjuicio de lo establecido en la legislación vigente que sea de aplicación, la demolición deberá ser objeto de un proyecto específico por parte de técnicos competentes con suficientes conocimientos estructurales, de forma que se garantice la seguridad durante los procesos de ejecución de la misma.

Se deberá cuidar especialmente la seguridad del personal involucrado en las tareas de demolición, especialmente en el caso de elementos estructurales que puedan ser especialmente frágiles (como por ejemplo, puede ser el caso de algunas cubiertas), o cuando la intervención sobre la estructura sea consecuencia de una circunstancia que haya podido disminuir especialmente su nivel de seguridad (como por ejemplo, un incendio, un sismo, etc.).

El manual de mantenimiento de la estructura entregado por el autor del proyecto a la propiedad deberá recoger aquellos criterios relacionados con la tipología y solución estructural adoptada que requieran, en su caso, de consideraciones especiales en el momento de su demolición.

77.2 Trabajos previos a la demolición de la estructura de hormigón.

Antes del inicio de los trabajos de demolición de la estructura, la propiedad deberá disponer la realización de una inspección *in situ* de la estructura, al objeto de valorar:

- su estado actual, identificando en su caso los puntos en los que la demolición deberá plantearse con mayor cuidado para evitar riesgos que puedan conllevar accidentes durante la demolición,
- valoración de la posible afección a otras construcciones adyacentes,
- identificación de posibles servicios públicos afectados por la demolición, e
- identificación de los materiales peligrosos que contiene la estructura a demoler.

La propiedad deberá facilitar al proyectista los planos y la documentación disponible, en su caso, tanto de la estructura como del resto de la construcción.

A partir de la información disponible y de la inspección realizada, se elaborará el proyecto de demolición que deberá contemplar, entre otros, los siguientes aspectos:

- descripción de la estructura e identificación de las características del resto de la construcción, en su caso (por ejemplo, del edificio), con especial detalle de su esquema estructural resistente y de los materiales existentes,

- identificación de los servicios públicos que potencialmente pudieran verse afectados por la demolición,
- identificación de potenciales productos tóxicos o peligrosos para la salud generados durante la demolición, tales como asbestos, polvo de fibras sintéticas minerales, polvo de plomo, etc., así como la definición de procedimientos de gestión de dichos residuos, en su caso,
- evaluación de los riesgos de afección a las construcciones adyacentes y, en su caso, medidas para evitarlos,
- definición de la secuencia de demolición prevista para la estructura,
- definición de los medios previstos para demolición de cada parte,
- definición de los sistemas necesarios, en su caso, para garantizar la estabilidad del conjunto durante la demolición como, por ejemplo, apuntalamientos, apoyos provisionales, etc.,
 - memoria y cálculos de las comprobaciones estructurales realizadas, en su caso,
 - medidas de protección específicas tanto para el personal involucrado en las tareas de demolición, como para terceras personas que pudieran verse afectadas por la misma,
 - medidas previstas para la separación de los residuos generados, así como medidas previstas para la retirada de los posibles residuos peligrosos generados durante la demolición.

77.3 Proceso de demolición de la estructura.

Todas las actividades de demolición estructural deberán realizarse conforme al proyecto y estar encaminadas a:

- a) preservar la seguridad del personal, evitando situaciones imprevistas que puedan afectar a la seguridad, y
- b) gestionar los residuos producidos de la manera más eficiente posible.

Dado que la demolición de una estructura puede comportar, en función del procedimiento elegido, diferentes riesgos para personas y bienes, será necesario hacer, complementariamente a lo establecido en la legislación sectorial, un estudio pormenorizado de dichos riesgos y de las medidas para combatirlos.

En general, el constructor podrá utilizar cualquiera de los métodos recogidos como aceptables en el proyecto de demolición. Entre ellos, cabe destacar los siguientes:

- técnicas manuales,
- técnicas de percusión (por ejemplo, martillo neumático),
- técnicas de impacto (por ejemplo, bola de demolición),
- técnicas de abrasión (por ejemplo, chorro de agua a alta presión),
- uso de maquinaria pesada (por ejemplo, retroexcavadoras, pinzas de demolición, etc.),
- uso de explosivos, etc.

Asimismo, previamente al inicio de la propia demolición de la estructura se valorará la conveniencia de realizar otra serie de tareas de desmantelamiento de la construcción que, sin afectar a la estructura, pudieran provocar accidentes durante la demolición como, por ejemplo, desmontaje de vidrios en ventanas de edificios, desmontaje de celosías de cubierta, etc.

En el caso de uso de explosivos para la demolición, se estará a lo dispuesto en la legislación vigente que sea de aplicación.

Se procurará evitar situaciones provisionales como consecuencia de demoliciones parciales que pudieran llegar a comprometer el comportamiento global de la estructura, por ejemplo, en caso de sismo. Asimismo, en dichos casos de demolición parcial, deberá asegurarse que no quedan afectadas aquellas partes de la estructura que no sean objeto de demolición, protegiéndolas adecuadamente, si ello fuera necesario.

Artículo 78. Deconstrucción de estructuras de hormigón.**78.1 Generalidades.**

Se entiende por deconstrucción de la estructura de hormigón al proceso ordenado de demolición de la estructura, de acuerdo con el correspondiente proyecto y con la finalidad de optimizar la reutilización de los propios elementos estructurales, en su caso, así como la separación, recogida selectiva y reciclado de los residuos generados.

Con carácter general serán de aplicación en estos casos, las prescripciones establecidas en el artículo 77 para la demolición de las estructuras, si bien en este caso será necesario adoptar algunas medidas adicionales encaminadas a posibilitar la reutilización de los elementos y el reciclado de los materiales, según el caso, de acuerdo con lo indicado en el apartado 78.2.

78.2 Medidas adicionales para la deconstrucción de las estructuras de hormigón.

En el caso de deconstrucción de estructuras, el proyecto deberá contemplar medidas específicas orientadas a optimizar la reutilización y reciclado de la estructura existente. Para ello, además de lo indicado en el apartado 77.2, deberá incluir al menos los siguientes aspectos adicionales:

- identificación de los elementos estructurales potencialmente reutilizables,
- identificación de los tipos y cantidades de residuos generados por la demolición, con especial atención a los residuos peligrosos,
- elaboración de un estudio de gestión de residuos que contenga los destinos previstos para los residuos generados,
- elaboración de un plan de gestión de los residuos generados por la demolición, orientado al reciclado de los mismos.

La ejecución de la deconstrucción de la estructura deberá llevarse a cabo por un constructor que esté en posesión de una certificación medioambiental de conformidad con la norma UNE-EN ISO 14001.

TÍTULO 3**Estructuras de acero****CAPÍTULO 17****Criterios generales para las estructuras de acero****Artículo 79. Ámbito de aplicación específico relativo a las estructuras de acero.**

Este título es aplicable a todas las estructuras y elementos de acero estructural, de edificación o de obra pública, de conformidad con lo indicado en el ámbito de aplicación general definido en el artículo 2 y con las excepciones siguientes:

- los elementos estructurales realizados con aceros especiales tales como los aceros de alto límite elástico, o los aceros inoxidables, que presenten un límite elástico superior a 700 N/mm², salvo en elementos de unión (tornillos, bulones, etc.), y los aceros provenientes de aleaciones especiales como el acero inoxidable con un límite elástico superior a 480 N/mm²,
- perfiles y chapas de paredes delgadas conformadas en frío,
- los elementos estructurales mixtos de acero estructural y hormigón que se regirán por lo contemplado en el título 4 en aquello que les es específico y,
- en general, las estructuras mixtas de acero y cualquier otro material de distinta naturaleza con función resistente.

En el caso de que la estructura de acero se pretense con armaduras activas, todo aquello que concierne al pretensado, en lo que se refiere a bases de proyecto, análisis estructural, dimensionamiento y comprobación, ejecución y control, se llevará a cabo de acuerdo con lo establecido en el título 2.

Cuando, en función de las características de la estructura, exista reglamentación específica de acciones, este Código se aplicará complementariamente a la misma.

Cuando a la vista de las características de la obra, definidas por la propiedad, la estructura pueda considerarse como una obra especial o singular, este Código será de aplicación con las adaptaciones y disposiciones adicionales que, bajo su responsabilidad, establezca el autor del proyecto para satisfacer las exigencias definidas en este Código, con su mismo nivel de garantía.

Artículo 80. Criterios específicos para las estructuras de acero.

80.1 Clases de exposición relativas a la corrosividad del acero estructural.

A los efectos de este Código, se definen como clases de exposición relativas a la corrosividad del acero estructural las recogidas en las tablas 80.1.a y 80.1.b.

Se distingue entre estructuras o elementos estructurales expuestos a la corrosión atmosférica (tabla 80.1.a) y estructuras o elementos estructurales sumergidos en agua o enterrados en el suelo (tabla 80.1.b). En el caso de que existan procesos mecánicos (erosión eólica por arena, abrasión por la acción de las olas o de los sólidos transportados por el agua), biológicos (acción de organismos vivos), térmicos (temperaturas superiores a 60°C), o agentes químicos particularmente agresivos (caso de ciertas instalaciones industriales especiales, como industrias papeleras, factorías de tintes y refinerías de petróleo), cuyo efecto agrava fuertemente la posible corrosión, deberá tenerse en cuenta este hecho, al objeto de reforzar la protección de la estructura.

Debe tenerse en cuenta el peligro de formación de condensaciones, que puede producirse en las áreas más frías de estructuras en el interior de edificios, en espacios cerrados y elementos huecos cuya hermeticidad no haya sido garantizada (caso de emplear soldaduras discontinuas o uniones no herméticas con pernos), o en instalaciones especiales (como las estaciones de bombeo o los circuitos de refrigeración por agua). La formación de condensaciones supone siempre un agravamiento de la corrosión.

En el caso de puentes de carretera o pasarelas peatonales, debe prestarse especial atención si existe riesgo de corrosión por la utilización de fundentes (sales de deshielo). Esto puede producir corrosión en tableros de puentes o pasarelas en las que se utilicen fundentes, en zona inferior de pilas de pasos elevados sobre carreteras en que se empleen, e incluso en la cara inferior de tableros de pasos elevados sobre carreteras en las que se utilicen, por efecto de los aerosoles salinos producidos. A estos efectos, en las zonas con más de cinco nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0°C, se considerará que la clase de exposición es la C5.

Tabla 80.1.a Clases de exposición relativas a la corrosividad atmosférica del acero estructural

Designación	Clase de exposición (corrosividad)	Pérdida de masa por unidad de superficie/pérdida de espesor (tras el primer año de exposición)				Ejemplos de ambientes típicos en un clima templado	
		Acero de bajo contenido en carbono		Cinc		Exterior	Interior
		Pérdida de masa g/m ²	Pérdida de espesor µm	Pérdida de masa g/m ²	Pérdida de espesor µm		
C 1	muy baja	≤ 10	≤ 1,3	≤ 0,7	≤ 0,1	–	Edificios con calefacción y con atmósferas limpias, por ejemplo: oficinas, tiendas, colegios, hoteles.

Designación	Clase de exposición (corrosividad)	Pérdida de masa por unidad de superficie/pérdida de espesor (tras el primer año de exposición)				Ejemplos de ambientes típicos en un clima templado	
		Acero de bajo contenido en carbono		Cinc		Exterior	Interior
		Pérdida de masa g/m ²	Pérdida de espesor µm	Pérdida de masa g/m ²	Pérdida de espesor µm		
C2	baja	> 10 y hasta 200	> 1,3 y hasta 25	> 0,7 y hasta 5	> 0,1 y hasta 0,7	Atmósferas con bajos niveles de contaminación. Áreas rurales en su mayor parte.	Edificios sin calefacción donde pueden ocurrir condensaciones, por ejemplo: almacenes, polideportivos.
C3	media	> 200 y hasta 400	> 25 y hasta 50	> 5 y hasta 15	> 0,7 y hasta 2,1	Atmósferas urbanas e industriales, con moderada contaminación de dióxido de azufre. Áreas costeras con baja salinidad.	Naves de fabricación con elevada humedad y con algo de contaminación del aire, por ejemplo: plantas de procesado de alimentos, lavanderías, plantas cerveceras, plantas lácteas. Interior de puentes-cajón.
C4	alta	> 400 y hasta 650	> 50 y hasta 80	> 15 y hasta 30	> 2,1 y hasta 4,2	Áreas industriales y áreas costeras con moderada salinidad.	Plantas químicas, piscinas, barcos costeros y astilleros.
C5	muy alta	> 650 y hasta 1.500	> 80 y hasta 200	> 30 y hasta 60	> 4,2 y hasta 8,4	Áreas industriales con elevada humedad y con atmósfera agresiva y áreas costeras con elevada salinidad.	Edificios o áreas con condensaciones casi permanentes, y con contaminación elevada.
CX	extrema	> 1.500 y hasta 5.500	> 200 y hasta 700	> 60 y hasta 180	> 8,4 y hasta 25	Áreas de ultramar con elevada salinidad y áreas industriales con humedad extrema y atmósfera agresiva y atmósferas subtropical y tropical.	Áreas industriales con humedad extrema y atmósfera agresiva.

Tabla 80.1.b Clases de exposición relativas al agua y suelo

Designación	Clase de exposición	Ejemplos
Im1	Agua dulce.	Instalaciones ribereñas, plantas hidroeléctricas.
Im2	Agua de mar o salobre.	Estructuras en contacto con el agua de mar sin protección catódica (por ejemplo áreas portuarias con estructuras como diques, compuertas o embarcaderos).
Im3	Suelo.	Tanques enterrados, pilotes de acero, tuberías de acero.
Im4	Agua de mar o salobre.	Estructuras en contacto con agua de mar con protección catódica (por ejemplo estructuras off-shore).

CAPÍTULO 18

Propiedades tecnológicas de los materiales para las estructuras de acero

Artículo 81. Generalidades.

Este capítulo prescribe los requisitos que deben cumplir los materiales utilizables en las estructuras de acero. El artículo 82 define las características de composición química, mecánicas y tecnológicas que deben cumplir, así como los métodos de ensayo para su determinación. Los Artículos 83 y 84 se refieren, respectivamente, a los tipos de acero y a los diferentes productos (perfles y chapas) utilizables.

El artículo 85 especifica los medios de unión utilizables, y el artículo 86 se refiere a los sistemas de protección necesarios.

Artículo 82. Características de los aceros.

82.1 Composición química.

La composición química de los aceros utilizables para la fabricación de perfiles y chapas para estructuras de acero será la especificada en el apartado que corresponda, según el tipo de acero, en el artículo 83.

82.2 Características mecánicas.

A los efectos de este Código, las características fundamentales que se utilizan para definir la calidad de los aceros son las siguientes:

- a) Diagrama tensión-deformación (carga unitaria-deformación).
- b) Carga unitaria máxima a tracción o resistencia a tracción (f_u).
- c) Límite elástico (f_y).
- d) Deformación correspondiente a la resistencia a tracción o deformación bajo carga máxima (ϵ_{\max}).
- e) Deformación remanente concentrada de rotura (ϵ_u).
- f) Módulo de elasticidad (E).
- g) Estricción (Z) expresada en porcentaje.
- h) Resiliencia (K_v).
- i) Tenacidad de fractura.

Los fabricantes deberán garantizar, como mínimo, las características indicadas en b), c), d), e), f) y h).

82.3 Requisitos de ductilidad.

Los aceros utilizables deberán cumplir los siguientes requisitos, al objeto de garantizar una ductilidad suficiente:

$$\frac{f_u}{f_y} \geq 1,10$$

$$\epsilon_u \geq 0,15$$

$$\epsilon_{\max} \geq 15 \epsilon_y$$

siendo ϵ_u la deformación remanente concentrada de rotura medida sobre una base de longitud $5,65 \sqrt{A_o}$, donde A_o es la sección inicial, ϵ_{\max} es la deformación correspondiente a la resistencia a tracción o deformación bajo carga máxima y ϵ_y la deformación correspondiente al límite elástico, dada por $\epsilon_y = 0,002 + f_y/E$, siendo E el módulo de elasticidad del acero, para el que puede tomarse el valor convencional de 210.000 N/mm^2 , salvo que se disponga de resultados procedentes de ensayos del acero.

82.4 Características tecnológicas.

La soldabilidad es la aptitud de un acero para ser soldado mediante los procedimientos habituales sin que aparezca fisuración en frío. Es una característica tecnológica importante, de cara a la ejecución de la estructura. Según la norma ISO 581:1980 «Un acero se considera soldable en un grado prefijado, por un procedimiento determinado y para una aplicación específica, cuando mediante una técnica adecuada pueda conseguirse la continuidad metálica de la unión, de tal manera que ésta cumpla con las exigencias prescritas con respecto a sus propiedades locales y a su influencia en la construcción de la que forma parte integrante».

La resistencia al desgarro laminar del acero se define como la resistencia a la aparición de fisuras en piezas soldadas sometidas a tensiones de tracción en dirección perpendicular a su superficie. Para evitar el desgarro laminar, se deberá reducir en lo posible dichas tensiones mediante un proyecto adecuado de los detalles constructivos correspondientes y analizar si es preciso emplear aceros poco susceptibles a este defecto, tales como los

aceros con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto, indicados en el apartado 83.2.5.

La aptitud al doblado es un índice de la ductilidad del material, y se define por la ausencia o presencia de fisuras en el ensayo de doblado. La aptitud al doblado es una característica opcional que debe verificarse solo si lo exige el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto o si lo indica el pedido.

82.5 Determinación de las características de los aceros.

82.5.1 Composición química.

En cuanto a la composición química del acero, los contenidos más importantes son los de los elementos que aparecen en la expresión del valor del carbono equivalente (definido en el apartado 82.5.5), así como los contenidos en fósforo y azufre, cuya limitación obedece a la necesidad de minimizar las inclusiones.

La determinación de la composición química se efectuará mediante los métodos especificados en la norma UNE correspondiente al tipo de acero.

82.5.2 Características de tracción.

La determinación de las características mecánicas de tracción (f_u , f_y , $\varepsilon_{\text{máx}}$, ε_u , E) se efectuará mediante el ensayo de tracción normalizado en la norma UNE-EN ISO 6892-1.

La determinación de la estricción (Z) se realizará a partir de las secciones rectas, inicial y de rotura, de la probeta sometida al ensayo de tracción, mediante la expresión:

$$Z = \frac{A_i - A_u}{A_i} \cdot 100$$

siendo A_i y A_u , respectivamente, la sección recta transversal inicial y de rotura.

82.5.3 Resiliencia.

La determinación de la resiliencia se efectuará mediante el ensayo de flexión por choque sobre probeta Charpy normalizado en la norma UNE-EN ISO 148-1.

82.5.4 Tenacidad de fractura.

La determinación rigurosa de la tenacidad de fractura se efectuará, en los casos especiales en que se requiera, mediante ensayos específicos de Mecánica de Fractura, que deberán realizarse en laboratorios especializados.

82.5.5 Soldabilidad (carbono equivalente).

El parámetro fundamental de los aceros desde el punto de vista de la soldabilidad es el valor del carbono equivalente (CEV) que se establece para cada tipo de acero.

El valor del carbono equivalente se define mediante la siguiente expresión en la que los contenidos de los elementos químicos indicados se expresan en tanto por ciento:

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

No obstante, se considerará que se cumple el requisito de soldabilidad en un acero cuyo valor del carbono equivalente supere al establecido en este Código para el mismo, si el procedimiento de soldeo del mismo está cualificado según la norma UNE-EN ISO 15614-1 (o UNE-EN ISO 15613 si precisa utilizar un cupón de prueba no normalizado).

82.5.6 Características de doblado.

La determinación de la aptitud al doblado se efectuará comprobando la ausencia de fisuras en el ensayo de doblado simple, normalizado en la norma UNE-EN ISO 7438.

82.5.7 Resistencia al desgarro laminar.

La comprobación de que un acero es resistente al desgarro laminar se efectuará mediante la obtención de la estricción en el ensayo de tracción, debiendo cumplirse lo especificado en la tabla 83.2.5.

Artículo 83. *Tipos de acero.*

Este código contempla los siguientes tipos de acero utilizables en perfiles y chapas para estructuras de acero:

- Aceros no aleados laminados en caliente. Se entiende por tales los aceros no aleados, sin características especiales de resistencia mecánica ni resistencia a la corrosión, y con una microestructura normal de ferrita-perlita.
 - Aceros con características especiales. Se consideran los siguientes tipos:
 - Aceros soldables de grano fino, en la condición de normalizado.
 - Aceros soldables de grano fino, laminados termomecánicamente.
 - Aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica (aceros patinables).
 - Aceros de alto límite elástico, en la condición de templado y revenido.
 - Aceros con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto.
 - Aceros inoxidables laminados en caliente.

A los efectos de este Código, los aceros normalizados en las normas indicadas en la tabla 83 se consideran equivalentes a los tipos de aceros mencionados anteriormente:

Tabla 83. Aceros equivalentes a los tipos de acero expresados

Tipo de acero	Norma UNE-EN
Aceros no aleados laminados en caliente.	UNE-EN 10025-2
Aceros soldables de grano fino, en la condición de normalizado.	UNE-EN 10025-3
Aceros soldables de grano fino, laminados termomecánicamente.	UNE-EN 10025-4
Aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica (aceros patinables).	UNE-EN 10025-5
Aceros de alto límite elástico, en la condición de templado y revenido.	UNE-EN 10025-6:2007+A1
Aceros con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto.	UNE-EN 10164 UNE-EN 10025-1
Aceros inoxidables laminados en caliente.	UNE-EN 10088-4 UNE-EN 10088-5

Los apartados 83.1 y 83.2 establecen las características y propiedades para los aceros descritos basadas en las contempladas en las normas de acero para productos laminados en caliente UNE-EN 10025-2, UNE-EN 10025-3, UNE-EN 10025-4, UNE-EN 10025-5 y UNE-EN 10025-6 y son compatibles con los tipos de acero y las características mecánicas de los aceros contemplados en las normas UNE-EN 10210-1 y UNE-EN 10219-1 de perfiles sección hueca y UNE-EN 10162 de perfiles de sección abierta.

Para el límite elástico característico f_{yk} se tomará el valor nominal indicado en la norma UNE-EN correspondiente al tipo de acero de que se trate, en función del tipo y grado de acero y del espesor nominal de producto o, alternativamente, como simplificación, cuando

el acero disponga de unas garantías adicionales según el artículo 18, el valor nominal establecido en este artículo para el tipo de acero de que se trate. Igualmente se procederá con el resto de las características y propiedades que figuran en los distintos apartados de este artículo.

83.1 Aceros no aleados laminados en caliente.

Los aceros no aleados laminados en caliente utilizables a los efectos de este Código son los que corresponden a los tipos y grados recogidos en la tabla 83.1.a.

Tabla 83.1.a Aceros no aleados laminados en caliente

Tipo Grado	S 235	S 275	S 355	S 450
JR	S 235 JR	S 275 JR	S 355 JR	–
J0	S 235 J0	S 275 J0	S 355 J0	S 450 J0
J2	S 235 J2	S 275 J2	S 355 J2	–
K2	–	–	S 355 K2	–

Se admiten los estados de desoxidación FN (no se admite acero efervescente), en el caso de los grados JR y J0, y FF (acero calmado), en el caso de los grados J2 y K2.

El valor del carbono equivalente (CEV) basado en el análisis de colada deberá cumplir la tabla 83.1.b.

Tabla 83.1.b CEV máximo

Tipo	Espesor nominal de producto t (mm)			
	≤ 30	$30 < t \leq 40$	$40 < t \leq 150$	$150 < t \leq 250$
S 235	0,35	0,35	0,38	0,40
S 275	0,40	0,40	0,42	0,44
S 355	0,45	0,47	0,47	0,49
S 450	0,47	0,49	0,49	–

Los porcentajes de fósforo y azufre, en el análisis de producto, deberán cumplir la tabla 83.1.c.

Tabla 83.1.c Contenidos máximos en P y S

Tipo	P (% máx)	S (% máx)
S235 JR, S275 JR, S355 JR	0,045	0,045
S235 J0, S275 J0, S355 J0, S450 J0	0,040	0,040
S235 J2, S275 J2, S355 J2, S355 K2	0,035	0,035

En la tabla 83.1.d se recogen las especificaciones correspondientes a límite elástico f_y y resistencia a tracción f_u para los distintos tipos de acero.

Tabla 83.1.d Límite elástico mínimo y resistencia a tracción (N/mm²)

Tipo	Espesor nominal t (mm)			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	f_y	f_u	f_y	f_u
S 235	235	$360 < f_u < 510$	215	$360 < f_u < 510$
S 275	275	$430 < f_u < 580$	255	$410 < f_u < 560$
S 355	355	$490 < f_u < 680$	335	$470 < f_u < 630$
S 450	450	$550 < f_u < 720$	410	$530 < f_u < 700$

En la tabla 83.1.e se detallan las especificaciones de resiliencia de los distintos grados de acero.

Tabla 83.1.e Resiliencia (J), según el espesor nominal de producto t (mm)

Grado	Temperatura de ensayo (°C)	Resiliencia (J)		
		$t \leq 150$	$150 < t \leq 250$	$250 < t \leq 400$
JR	20	27	27	-
J0	0	27	27	-
J2	-20	27	27	27
K2	-20	40 (*)	33	33

(*) Equivale a una resiliencia de 27J a -30°C.

Para $t \leq 12$ mm se aplicará lo indicado en la norma UNE-EN 10025-1.

Todos los tipos y grados de acero de la tabla 83.1.a son, generalmente, aptos para el soldeo por todos los procedimientos, siendo creciente la soldabilidad desde el grado JR hasta el K2.

83.2 Aceros con características especiales.

83.2.1 Aceros soldables de grano fino, en la condición de normalizado.

Los aceros soldables de grano fino, en la condición de normalizado, utilizables a los efectos de este Código corresponden a los tipos y grados recogidos en la tabla 83.2.1.a.

Tabla 83.2.1.a Aceros soldables de grano fino, en la condición de normalizado

Tipo Grado	S 275	S 355	S 420	S 460
N	S 275 N	S 355 N	S 420 N	S 460 N
NL	S 275 NL	S 355 NL	S 420 NL	S 460 NL

El valor del carbono equivalente (CEV) basado en el análisis de colada deberá cumplir la tabla 83.2.1.b.

Tabla 83.2.1.b CEV máximo

Tipo	Espesor nominal t (mm)		
	$t \leq 63$	$63 < t \leq 100$	$100 < t \leq 250$
S 275 N/NL	0,40	0,40	0,42
S 355 N/NL	0,43	0,45	0,45
S 420 N/NL	0,48	0,50	0,52
S 460 N/NL	0,53	0,54	0,55

Los porcentajes de fósforo y azufre, en el análisis de producto, deberán cumplir la tabla 83.2.1.c.

Tabla 83.2.1.c Contenidos máximos en P y S

Tipo	P (% máx)	S (% máx)
S275 N, S355 N, S420 N, S460 N	0,035	0,030
S275 NL, S355 NL, S420 NL, S460 NL	0,030	0,025

En la tabla 83.2.1.d se recogen las especificaciones correspondientes a límite elástico f_y y resistencia a tracción f_u para los distintos tipos de acero.

Tabla 83.2.1.d Límite elástico mínimo y resistencia a tracción (N/mm²)

Tipo	Espesor nominal t (mm)			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	f_y	f_u	f_y	f_u
S 275 N/NL	275	$370 < f_u < 510$	255	$370 < f_u < 510$
S 355 N/NL	355	$470 < f_u < 630$	335	$470 < f_u < 630$
S 420 N/NL	420	$520 < f_u < 680$	390	$520 < f_u < 680$
S 460 N/NL	460	$540 < f_u < 720$	430	$540 < f_u < 720$

En la tabla 83.2.1.e se detallan las especificaciones de resiliencia de los distintos grados de acero.

Tabla 83.2.1.e Resiliencia (J) según la dirección, longitudinal (L) o transversal (T), de ensayo

Grado	Dirección	Temperatura de ensayo (°C)						
		20	0	- 10	- 20	- 30	- 40	- 50
N	L T	55 31	47 27	43 24	40(*) 20	—	—	—
NL	L T	63 40	55 34	51 30	47 27	40 23	31 20	27 16

(*) Equivale a una resiliencia de 27J a - 30°C.

En esta tabla, la verificación de valores se efectuará, salvo que el pliego de prescripciones técnicas particulares disponga otra cosa, sobre ensayos efectuados en la dirección longitudinal, y a una temperatura de - 20°C, o - 50°C, para los grados N y NL, respectivamente.

Todos los tipos y grados de acero de la tabla 83.2.1.a deben ser aptos para el soldeo por los procedimientos habituales.

83.2.2 Aceros soldables de grano fino, laminados termomecánicamente.

Los aceros soldables de grano fino, laminados termomecánicamente, utilizables a los efectos de este Código corresponden a los tipos y grados recogidos en la tabla 83.2.2.a.

Tabla 83.2.2.a Aceros soldables de grano fino, laminados termomecánicamente

Tipo Grado	S 275	S 355	S 420	S 460
M	S 275 M	S 355 M	S 420 M	S 460 M
ML	S 275 ML	S 355 ML	S 420 ML	S 460 ML

El valor del carbono equivalente (CEV) basado en el análisis de colada deberá cumplir la tabla 83.2.2.b.

Tabla 83.2.2.b CEV máximo

Tipo	Espesor nominal t (mm)			
	$t \leq 16$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	$63 < t$
S 275 M/ML	0,34	0,34	0,35	0,38
S 355 M/ML	0,39	0,39	0,40	0,45
S 420 M/ML	0,43	0,45	0,46	0,47
S 460 M/ML	0,45	0,46	0,47	0,48

Los porcentajes de fósforo y azufre, en el análisis de producto, deberán cumplir la tabla 83.2.2.c.

Tabla 83.2.2.c Contenidos máximos en P y S

Tipo	P (% máx)	S (% máx)
S275 M, S355 M, S420 M, S460 M	0,035	0,030
S275 ML, S355 ML, S420 ML, S460 ML	0,030	0,025

En la tabla 83.2.2.d se recogen las especificaciones correspondientes a límite elástico f_y y resistencia a tracción f_u para los distintos tipos de acero.

Tabla 83.2.2.d Límite elástico mínimo y resistencia a tracción (N/mm²)

Tipo	Espesor nominal t(mm)			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	f_y	f_u	f_y	f_u
S 275 M/ML	275	$370 < f_u < 530$	255	$360 < f_u < 520$
S 355 M/ML	355	$470 < f_u < 630$	335	$450 < f_u < 610$
S 420 M/ML	420	$520 < f_u < 680$	390	$500 < f_u < 660$
S 460 M/ML	460	$540 < f_u < 720$	430	$530 < f_u < 710$

En la tabla 83.2.2.e se detallan las especificaciones de resiliencia de los distintos grados de acero.

Tabla 83.2.2.e Resiliencia (J) según la dirección, longitudinal (L) o transversal (T), de ensayo

Grado	Dirección	Temperatura de ensayo (°C)						
		20	0	- 10	- 20	- 30	- 40	- 50
M	L T	55 31	47 27	43 24	40(*) 20	—	—	—
ML	L T	63 40	55 34	51 30	47 27	40 23	31 20	27 16

(*) Equivale a una resiliencia de 27J a - 30°C.

En esta tabla, la verificación de valores se efectuará, salvo que el pliego de prescripciones técnicas particulares disponga otra cosa, sobre ensayos efectuados en la dirección longitudinal, y a una temperatura de - 20°C, o - 50°C, para los grados M y ML, respectivamente.

Todos los tipos y grados de acero de la tabla 83.2.2.a deben ser aptos para el soldeo por los procedimientos habituales.

83.2.3 Aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica (aceros patinables).

Los aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica (también llamados aceros patinables o aceros auto-protectores) utilizables a los efectos de este Código corresponden a los tipos y grados recogidos en la tabla 83.2.3.a.

Tabla 83.2.3.a Aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica

Tipo Grado	S 235	S 355
J0	S 235 J0 W	S 355 J0 W
J2	S 235 J2 W	S 355 J2 W
K2		S 355 K2 W

El valor del carbono equivalente (CEV) basado en el análisis de colada deberá ser menor o igual que 0,44 para el tipo S235, y que 0,52 para el tipo S 355.

Los porcentajes de fósforo y azufre, en el análisis de producto, deberán cumplir la tabla 83.2.3.b.

Tabla 83.2.3.b Contenidos máximos en P y S

Tipo	P (% máx)	S (% máx)
S235 J0 W, S355 J0 W	0,040	0,040
S235 J2 W	0,040	0,035
S355 J2 W, S355 K2 W	0,035	0,035

En la tabla 83.2.3.c se recogen las especificaciones correspondientes a límite elástico f_y y resistencia a tracción f_u para los distintos tipos de acero.

Tabla 83.2.3.c Límite elástico mínimo y resistencia a tracción (N/mm²)

Tipo	Espesor nominal t (mm)			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	f_y	f_u	f_y	f_u
S 235 J0W S 235 J2W	235	$360 < f_u < 510$	215	$360 < f_u < 510$
S 355 J0W S 355 J2W S 355 K2W	355	$490 < f_u < 680$	335	$470 < f_u < 630$

En la tabla 83.2.3.d se detallan las especificaciones de resiliencia de los distintos grados de acero.

Tabla 83.2.3.d Resiliencia (J)

Grado	Temperatura de ensayo (°C)	Resiliencia (J)
J0	0	27
J2	-20	27
K2	-20	40 (*)

(*) Equivale a una resiliencia de 27 J a - 30°C.

Para $t \leq 12$ mm se aplicará lo indicado en la norma UNE-EN 10025-1.

Todos los tipos de aceros indicados son soldables, pero su soldabilidad no es ilimitada para los diferentes procesos de soldadura. Por ello, el suministrador deberá facilitar a la dirección facultativa los procedimientos recomendados para realizar, cuando sea necesario, las soldaduras. En todo caso, debe eliminarse antes de la soldadura la pátina autoprotectora que se haya formado en la zona próxima (a menos de 20 mm) de los bordes de la unión. Debe asegurarse que la soldadura sea también resistente a la corrosión atmosférica.

83.2.4 Aceros de alto límite elástico, en la condición de templado y revenido.

Los aceros de alto límite elástico, en la condición de templado y revenido utilizables a los efectos de este Código corresponden a los tipos y grados recogidos en la tabla 83.2.4.a.

Tabla 83.2.4.a Aceros de alto límite elástico, en la condición de templado y revenido

Tipo Grado	S 460
Q	S 460 Q
QL	S 460 QL
QL1	S 460 QL1

Los porcentajes de fósforo y azufre, en el análisis de producto, deberán cumplir la tabla 83.2.4.b.

Tabla 83.2.4.b Contenidos máximos en P y S

Tipo	P (% máx)	S (% máx)
S460 Q	0,030	0,017
S460 QL, S460 QL1	0,025	0,012

En la tabla 83.2.4.c se recogen las especificaciones correspondientes a límite elástico mínimo f_y y resistencia a tracción f_u para estos aceros.

Tabla 83.2.4.c Límite elástico mínimo y resistencia a tracción (N/mm²)

Tipo	Espesor nominal t(mm)			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	f_y	f_u	f_y	f_u
S 460 Q				
S 460 QL	460	550< f_u <720	440	550< f_u <720
S 460 QL1				

En la tabla 83.2.4.d se detallan las especificaciones de resiliencia de los distintos grados de acero.

Tabla 83.2.4.d Resiliencia (J) según la dirección, longitudinal (L) o transversal (T), de ensayo

Grado	Dirección	Temperatura de ensayo (°C)			
		0	-20	-40	-60
Q	L	40	30	—	—
	T	30	27	—	—
QL	L	50	40	30	—
	T	35	30	27	—
QL1	L	60	50	40	30
	T	40	35	30	27

En esta tabla, la verificación de valores se efectuará, salvo que el pliego de prescripciones técnicas particulares disponga otra cosa, sobre ensayos efectuados en la dirección longitudinal, y a una temperatura de - 20 °C, - 40 °C o - 60 °C, para los grados Q, QL y QL1 respectivamente.

Dada su composición química, y al objeto de garantizar la soldabilidad del acero, el suministrador deberá informar a la dirección facultativa de los elementos de aleación que se han incorporado al acero que se suministra, y de los procedimientos recomendados para realizar, cuando sea necesario, las soldaduras.

83.2.5 Aceros con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto.

Los aceros con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto utilizables a los efectos de este Código son aceros tipificados en alguno de los apartados de este artículo 83, que cumplen, además, los valores mínimos de estricción de la tabla 83.2.5, obtenida en ensayo de tracción en la dirección del espesor.

Tabla 83.2.5 Grados y valores mínimos de estricción

Grado	Estricción (%)	
	Valor mínimo medio de 3 ensayos	Valor mínimo individual
Z 15	15	10
Z 25	25	15
Z 35	35	25

83.2.6 Aceros inoxidables, laminados en caliente.

Los aceros inoxidables, utilizables a los efectos de este Código, corresponden a los aceros laminados en caliente de los tipos ferríticos y austenoferríticos recogidos en la tabla 83.2.6.a, así como los incluidos en el Anejo 24, el cual detalla las reglas adicionales para el proyecto de estructuras con aceros inoxidables.

En caso de utilización de otros aceros inoxidables incluidos en la tabla A24.2.1 del Anejo 24, se complementarán los correspondientes parámetros de las tablas 83.2.6.b, 83.2.6.c y 83.2.6.d a partir de los valores recogidos en la norma UNE-EN 10088.

Tabla 83.2.6.a Aceros inoxidables estructurales

Tipo Grado	Ferrítico	Austeno-ferrítico	Austeno-ferrítico	Austeno-ferrítico
J0, J2, K2	1.4003	1.4482	1.4362	1.4462

Los porcentajes de carbono, fósforo y azufre, en el análisis de producto, deberán cumplir la tabla 83.2.6.b.

Tabla 83.2.6.b Contenidos máximos en C, P y S

Tipo	C (% máx.)	P (% máx.)	S (% máx.)
1.4003	0,030	0,040	0,015
1.4482	0,030	0,035	0,030
1.4362	0,030	0,035	0,015
1.4462	0,030	0,035	0,015

Los porcentajes de aleantes, en el análisis de producto, deberán cumplir la tabla 83.2.6.c.

Tabla 83.2.6.c Contenido máximo y rango mínimo/máximo de aleantes, en masa (%)

Tipo	N	Si	Mn	Cr	Ni	Mo	Cu
1.4003	0,03	1,00	1,5	10,5/12,5	0,3/1,0	—	—
1.4482	0,05/0,20 0,20	1,00	4,0/6,0 4,0/5,0	19,5/21,5	1,5/3,5 1,0/3,0	0,10/0,60	1,00
1.4362	0,05/0,20 0,20	1,00	2,0	22,0/24,5 22,0/24,0	3,5/5,5	0,10/0,60	0,10/0,60
1.4462	0,10/0,22 0,22	1,00	2,0	21,0/23,0	4,5/6,5	2,5/3,5	—

En la tabla 83.2.6.d se recogen las especificaciones correspondientes a límite elástico f_y y resistencia a tracción f_u para los distintos tipos de acero.

Tabla 83.2.6.d Valor mínimo de límite elástico y rango resistencia a tracción (N/mm²)

Tipo	Espesor nominal t (mm)			
	$t \leq 13,5$		$13,5 < t \leq 75$	
	f_y	f_u	f_y	f_u
1.4003	280 (L) 320 (T)	450/650	250 (L) 280 (T)	450/650
1.4482	480	660/900	450	650/850
1.4362	400	650/850	400	630/800
1.4462	460	700/950	460	640/840

En la tabla 83.2.6.e se detallan las especificaciones de resiliencia mínima de los distintos grados de acero incluidos en la tabla 83.2.6.a. En caso de utilización de otros aceros inoxidables incluidos en la tabla A24.2.1 del Anejo 24, los requisitos de resiliencia serán los indicados en la norma UNE-EN 10088-4.

Tabla 83.2.6.e Resiliencia (J)

Temperatura de Ensayo (°C)	Dirección Longitudinal (J)	Dirección Transversal (J)
20	100	60

A efectos de cálculo, para el análisis global y para determinar la resistencia de elementos y secciones, pueden adoptarse, para el acero inoxidable laminado en caliente, un módulo de elasticidad de 200.000 N/mm² para austenoferríticos (220.000 N/mm² para ferríticos) y un coeficiente de Poisson en régimen elástico de 0,3.

Todos los tipos de aceros inoxidables son soldables, pero su soldabilidad no es ilimitada para los diferentes procesos de soldadura. Por ello, el suministrador deberá facilitar a la dirección facultativa los procedimientos recomendados para realizar, cuando sea necesario, las soldaduras. Debe asegurarse que la soldadura sea también inoxidable y resistente a la corrosión atmosférica.

Artículo 84. *Productos de acero.*

En las estructuras de acero se utilizarán exclusivamente los perfiles y chapas contemplados en este Artículo, con las dimensiones y tolerancias que en cada caso se indican.

Los perfiles y chapas deben ser elaborados con los aceros especificados en el Artículo 83.

84.1 Perfiles y chapas de sección llena laminados en caliente.

Los perfiles y chapas de sección llena laminados en caliente, a los efectos de este Código, son los productos obtenidos mediante laminación en caliente, de espesor mayor o igual que 3 mm, de sección transversal llena y constante, empleados en la construcción de estructuras o en la fabricación de elementos de acero estructural.

Deberán corresponder a alguna de las series indicadas en la tabla 84.1.

Tabla 84.1 Series de perfiles y chapas de sección llena laminados en caliente

Serie	Norma de producto	
	Dimensiones	Tolerancias
Perfil IPN	UNE 36521	UNE-EN 10024
Perfil IPE	UNE 36526	UNE-EN 10034
Perfil HEB (base)	UNE 36524	UNE-EN 10034
Perfil HEA (ligero)	UNE 36524	UNE-EN 10034
Perfil HEM (pesado)	UNE 36524	UNE-EN 10034
Perfil U Normal (UPN)	UNE 36522	UNE-EN 10279
Perfil UPE	UNE 36523	UNE-EN 10279
Perfil U Comercial (U)	UNE 36525	UNE-EN 10279
Angular de lados iguales (L)	UNE-EN 10056-1	UNE-EN 10056-2
Angular de lados desiguales (L)	UNE-EN 10056-1	UNE-EN 10056-2
Perfil T	UNE-EN 10055	UNE-EN 10055
Redondo	UNE-EN 10060	UNE-EN 10060
Cuadrado	UNE-EN 10059	UNE-EN 10059
Rectangular	UNE-EN 10058	UNE-EN 10058
Hexagonal	UNE-EN 10061	UNE-EN 10061
Chapa (*)	UNE-EN 10029	UNE-EN 10029

(*) La chapa es el producto laminado plano de anchura mayor que 600 mm, utilizado principalmente como material de partida para la fabricación de elementos planos. Según su espesor t , se clasifica en chapa media ($3 \text{ mm} \leq t \leq 4,75 \text{ mm}$) y chapa gruesa ($t > 4,75 \text{ mm}$).

84.2 Perfiles de sección hueca acabados en caliente.

Los perfiles de sección hueca acabados en caliente, a los efectos de este Código, son los perfiles huecos estructurales de sección transversal constante, de espesor igual o mayor que 2 mm, conformados en caliente, con o sin tratamiento térmico posterior, o conformados en frío con tratamiento térmico posterior, empleados en la construcción de estructuras.

Deberán corresponder a alguna de las series indicadas en la tabla 84.2.

Tabla 84.2 Series de perfiles de sección hueca acabados en caliente

Serie	Norma de producto	
	Dimensiones	Tolerancias
Sección circular	UNE-EN 10210-2	UNE-EN 10210-2
Sección cuadrada		
Sección rectangular		
Sección elíptica		

84.3 Perfiles de sección hueca conformados en frío.

Los perfiles de sección hueca conformados en frío, a los efectos de este Código, son los perfiles huecos estructurales soldados conformados en frío sin tratamiento térmico posterior, de espesor mayor o igual que 2 mm, de sección transversal constante, empleados en la construcción de estructuras.

Deberán corresponder a alguna de las series indicadas en la tabla 84.3.

Tabla 84.3 Series de perfiles de sección hueca conformados en frío

Serie	Norma de producto	
	Dimensiones	Tolerancias
Sección circular	UNE-EN 10219-2	UNE-EN 10219-2
Sección cuadrada		
Sección rectangular		

84.4 Perfiles de sección abierta conformados en frío.

Los perfiles de sección abierta conformados en frío, a los efectos de este Código, son los perfiles de sección constante, con formas diversas, producidos por conformado en frío de chapas planas laminadas en caliente o en frío, empleados en la construcción de estructuras.

Deberán corresponder a alguna de las secciones siguientes:

- Perfil L.
- Perfil U.
- Perfil C.
- Perfil Z.
- Perfil Omega.
- Perfil Tubular con bordes rejuntados.

La norma UNE-EN 10162 establece las dimensiones y tolerancias de los perfiles de sección abierta conformados en frío.

84.5 Perfiles y chapas no normalizados.

Además de los perfiles y chapas considerados en los apartados 84.1 a 84.4, que corresponden a series normalizadas, podrán emplearse en la construcción de estructuras perfiles y chapas no normalizados, bien sean de formas abiertas especiales, o variantes de series normalizadas, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- Los perfiles y chapas están elaborados con aceros especificados en el artículo 83.
- El fabricante garantiza las dimensiones y tolerancias, dimensionales y de forma, de los perfiles y chapas.

– El fabricante suministra los valores de los datos de la sección necesarios para el proyecto (área de la sección transversal, momentos de inercia, módulos resistentes, radios de giro, posición del centro de gravedad).

Artículo 85. *Medios de unión.*

85.1 Generalidades.

Los medios de unión que contempla este Código son los constituidos por tornillos, tuercas y arandelas, para uniones atornilladas, y el material de aportación, para uniones soldadas.

85.2 Tornillos, tuercas y arandelas.

Los tornillos utilizables a los efectos de este Código en uniones de estructuras de acero corresponden a los grados recogidos en la tabla 85.2.a, con las especificaciones de límite elástico f_{yb} , y resistencia a tracción f_{ub} que en la misma se indican.

Tabla 85.2.a Límite elástico mínimo f_{yb} y resistencia a tracción mínima f_{ub} de los tornillos (N/mm²)

Tipo	Tornillos ordinarios			Tornillos de alta resistencia	
	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb}	240	300	480	640	900
f_{ub}	400	500	600	800	1000

No se utilizarán tornillos de grado inferior a 4.6 o superior a 10.9 sin justificación experimental documentada de que son adecuados para la unión a la que se destinan.

Los tornillos normalizados en las normas recogidas en la tabla 85.2.b se consideran tornillos utilizables a los efectos de este Código. En la tabla se indican, para cada grupo normalizado de tornillos, las normas relativas a las tuercas y arandelas que pueden utilizarse con aquellos. Esta tabla aplica a tornillos, tuercas y arandelas para conjuntos no pretensados, de acuerdo con la norma UNE-EN 15048.

Tabla 85.2.b Compatibilidad de uso de tornillos, tuercas y arandelas

Tornillos normalizados	Tuercas hexagonales normalizadas	Arandelas planas normalizadas
UNE-EN ISO 4014 UNE-EN ISO 4016 UNE-EN ISO 4017 UNE-EN ISO 4018	UNE-EN ISO 4032 UNE-EN ISO 4033 UNE-EN ISO 4034	UNE-EN ISO 7089 UNE-EN ISO 7090 UNE-EN ISO 7091 UNE-EN ISO 7092 UNE-EN ISO 7093-1 UNE-EN ISO 7093-2 UNE-EN ISO 7094

Las arandelas de la serie normal son las normalizadas en las normas UNE-EN ISO 7089, 7090 y 7091; las de la serie estrecha son las normalizadas en UNE-EN ISO 7092; las de la serie ancha son las normalizadas en UNE-EN ISO 7093-1 y 7093-2; finalmente, las de la serie extra ancha son las normalizadas en UNE-EN ISO 7094.

Podrán pretensarse únicamente los tornillos de grados 8.8 y 10.9 normalizados según UNE-EN 14399-1. En este caso, los conjuntos seguirán las partes aplicables de la norma UNE-EN 14399: para tornillo y tuerca, partes 3, 4, 7, 8 y 10; para arandelas, partes 5 y 6.

85.3 Tipos especiales de tornillos.

Este Código contempla la utilización, como tipos especiales, de los tornillos de cabeza avellanada, los tornillos calibrados y los tornillos de inyección.

Deben ser fabricados con materiales que cumplan lo establecido en el apartado 85.2. Pueden utilizarse como tornillos sin pretensar o tornillos pretensados (en este último caso, deben cumplir los requisitos establecidos al respecto en el apartado 85.2).

85.3.1 Tornillos de cabeza avellanada.

Son tornillos cuya forma y tolerancias dimensionales hacen que, una vez instalados, deben quedar enrasados nominalmente con la cara exterior de la chapa externa.

85.3.2 Tornillos calibrados.

Los tornillos calibrados se instalan en agujeros que, cuando están previstos para ser escariados in situ, deben pretaladrarse mediante taladro o punzón con un diámetro, al menos, 3 mm inferior al diámetro definitivo. Cuando el tornillo debe unir varias chapas, deben mantenerse firmemente unidas estas durante el escariado.

El escariado debe realizarse con un dispositivo de husillo fijo, no debiendo emplearse lubricantes ácidos.

85.3.3 Tornillos de inyección.

Los tornillos de inyección son tipos especiales de tornillos que disponen de una perforación en la cabeza por donde se inyecta resina para llenar toda la holgura existente entre su espiga y el agujero.

La cabeza del tornillo de inyección debe presentar un agujero con diámetro mínimo 3,2 mm, al que se acopla la cánula del dispositivo de inyección. Debajo de la cabeza del tornillo debe usarse una arandela especial, cuyo diámetro interior debe ser como mínimo 0,5 mm mayor que el diámetro real del tornillo y que debe tener un lado mecanizado. Debajo de la tuerca debe emplearse una arandela especial ranurada.

El apriete del tornillo debe realizarse antes de iniciar el procedimiento de inyección. Esta consistirá en una resina de dos componentes, cuya temperatura debería estar comprendida entre 15°C y 25°C. En el momento de la inyección la unión debe estar limpia de agua.

85.4 Bulones.

En la norma UNE-EN 10083-1 se define la calidad de los aceros para los bulones utilizables a los efectos de este Código en uniones de estructuras de acero, con las especificaciones de límite elástico f_{yb} , y resistencia a tracción f_{ub} que se indican a continuación en la tabla 85.4.

Tabla 85.4 Límite elástico mínimo y resistencia a tracción del acero utilizable para bulones (N/mm²)

Estado	Temple y revenido						Normalizado			
	d≤16 mm		16 mm< d≤40 mm		40 mm< d≤100 mm		d≤16 mm		16 mm< d≤100 mm	
Designación	f_{yb}	f_{ub}	f_{yb}	f_{ub}	f_{yb}	f_{ub}	f_{yb}	f_{ub}	f_{yb}	f_{ub}
C 22	340	500 a 650	290	470 a 620	--	--	240	430	210	410
C 25	370	550 a 700	320	500 a 650	--	--	260	470	230	440
C 30	400	600 a 750	350	550 a 700	300 (*)	500 a 550(*)	280	510	250	480
C 35	430	630 a 780	380	600 a 750	320	550 a 700	300	550	270	520

Estado	Temple y revenido						Normalizado			
	d≤16 mm		16 mm< d≤40 mm		40 mm< d≤100 mm		d≤16 mm		16mm< d≤100mm	
Designación	f_{yb}	f_{ub}	f_{yb}	f_{ub}	f_{yb}	f_{ub}	f_{yb}	f_{ub}	f_{yb}	f_{ub}
C 40	460	650 a 800	400	630 a 780	350	600 a 750	320	580	290	550
C 45	490	700 a 850	430	650 a 800	370	630 a 780	340	620	305	580
C 50	520	750 a 900	460	700 a 850	400	650 a 800	355	650	320	610
C 55	550	800 a 950	490	750 a 900	420	700 a 850	370	680	330	640
C 60	580	852 a 1000	520	800 a 950	450	750 a 900	380	710	340	670

(*) Aplicable solo hasta $d = 63$ mm.

85.5 Material de aportación.

El material de aportación utilizable para la realización de soldaduras (alambres, hilos y electrodos) deberá ser apropiado para el proceso de soldeo, teniendo en cuenta el material a soldar y el procedimiento de soldeo; además deberá tener unas características mecánicas, en términos de límite elástico, resistencia a tracción, deformación bajo carga máxima y resiliencia, no inferiores a las correspondientes del material de base que constituye los perfiles o chapas que se pretende soldar.

En el caso de soldar acero con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica, el material de aportación deberá tener una resistencia a la corrosión equivalente a la del metal base, salvo que permita otra cosa el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto.

Artículo 86. Sistemas de protección.

Este apartado establece principalmente los tipos de pintura y sistemas de pintura que pueden utilizarse para la protección de estructuras de acero, así como las prescripciones técnicas que deben cumplir, según la durabilidad requerida del sistema de pintura protector.

Otros sistemas de protección de las construcciones en acero de probada eficacia y amplia utilización, como son la «proyección térmica de cinc» o la «galvanización en caliente», se tratan a continuación y en el artículo 95.

86.1 Tipos de pintura.

Pueden emplearse los siguientes tipos de pintura:

- Pinturas de secado al aire.
- Pinturas de curado físico.
- Pinturas en base disolvente.
- Pinturas en base agua.
- Pinturas de curado químico.
- Pinturas epoxídicas de dos componentes.
- Pinturas de poliuretano de dos componentes.
- Pinturas de curado por humedad.

86.2 Sistemas de pintura.

Los sistemas de pintura están constituidos por un conjunto de capas de imprimación (1 o 2, según los casos), y de capas de acabado (entre 1 y 4, según los casos) de pintura con espesores nominales de película seca definidos que, aplicados sobre una superficie de acero con un grado de preparación preestablecido, conducen a una durabilidad determinada del sistema de pintura protector.

La durabilidad de un sistema de pintura protector depende del tipo de sistema de pintura, del diseño de la estructura, del estado de la superficie de acero (a su vez función de la condición previa de la superficie y del grado de preparación de la misma), de la calidad de la aplicación, de las condiciones durante la aplicación y de las condiciones de exposición en servicio.

Por ello, el grado de durabilidad de un sistema de pintura es un concepto técnico útil para seleccionar el sistema a emplear en un caso concreto y para definir el programa de mantenimiento correspondiente, pero no puede, en ningún caso, tomarse como un período de garantía.

Se establecen cuatro grados de durabilidad de los sistemas de pintura:

- Bajo (L): hasta 7 años.
- Medio (M): más de 7 y hasta 15 años.
- Alto (H): más de 15 y hasta 25 años.
- Muy alto (H): más de 25 años.

86.3 Prescripciones y ensayos de los sistemas de pintura.

Los sistemas de pintura que se utilicen para las estructuras de acero deben cumplir las prescripciones de la tabla 86.3.a, en la cual, para cada clase de exposición de la estructura indicada en el apartado 80.1 y grado de durabilidad del sistema de pintura, se fija la duración en horas de ensayo que debe resistir el sistema de pintura.

En dichas tablas, los ensayos referidos son los siguientes:

- Ensayo de envejecimiento cíclico, según el Anexo B de la norma UNE-EN ISO 12944-6.
- Ensayo de inmersión, según UNE-EN ISO 2812-2, en agua (clase Im1) o en solución acuosa de cloruro sódico al 5 % (clases Im2 e Im3).
- Ensayo de condensación continua de agua, según UNE-EN ISO 6270-1.
- Ensayo de niebla salina neutra, según UNE-EN ISO 9227.

Tabla 86.3.a Prescripciones relativas a los sistemas de pinturas aplicados sobre acero

Clase de exposición	Grado de durabilidad	Ensayo de envejecimiento cíclico h	Ensayo de inmersión h	Ensayo de condensación de agua h	Ensayo de niebla salina neutra h
C2	Bajo	–	–	48	–
	Medio	–	–	48	–
	Alto	–	–	120	–
	Muy alto	–	–	240	480
C3	Bajo	–	–	48	120
	Medio	–	–	120	240
	Alto	–	–	240	480
	Muy alto	–	–	480	720
C4	Bajo	–	–	120	240
	Medio	–	–	240	480
	Alto	–	–	480	720
	Muy alto	1680	–	720	1440
C5	Bajo	–	–	240	480
	Medio	–	–	480	720
	Alto	1680	–	720	1440
	Muy alto	2688	–	–	–
Im1	Alto	–	3000	1440	–
	Muy alto	–	4000	2160	–

Clase de exposición	Grado de durabilidad	Ensayo de envejecimiento cíclico h	Ensayo de inmersión h	Ensayo de condensación de agua h	Ensayo de niebla salina neutra h
Im2	Alto	—	3000	—	1440
	Muy alto	—	4000	—	2160
Im3	Alto	—	3000	—	1 440
	Muy alto	—	4000	—	2160

Las probetas para la realización de los ensayos deben ser del mismo tipo de acero que se vaya a emplear (y, en su caso, con el mismo recubrimiento de cinc que se vaya a utilizar), con un tamaño mínimo de 150 x 75 mm y un espesor, dependiente del ensayo, pero en todo caso no menor que 3 mm. Las probetas cumplirán las condiciones de preparación y estado superficial prescritas en la norma UNE-EN ISO 12944-6.

Un ensayo de una probeta se considera que cumple una determinada prescripción de la tabla 86.3.a cuando:

Antes del ensayo, la clasificación obtenida por la probeta de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 2409 de 0 o 2. Cuando el espesor de la película seca del sistema de pintura es mayor que 250 µm, este requisito debe sustituirse por la inexistencia de rotura adhesiva entre la pintura y el acero en el ensayo de adherencia por tracción (método A o B) según UNE-EN ISO 4624, a menos que los valores de la tracción sean mayores o iguales que 5 N/mm².

Después del ensayo, con la duración en horas indicada en la tabla 86.3.a, para la clase de exposición y grado de durabilidad exigidos, la probeta no presenta defectos según los métodos de evaluación de las normas UNE-EN ISO 4628-2 a UNE-EN ISO 4628-5 y la clasificación obtenida de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 2409 es de 0 o 2. Cuando el espesor de la película seca del sistema de pintura es mayor que 250 µm, se utiliza la misma sustitución de este último requisito indicada en el párrafo anterior. La evaluación de la condición tras el ensayo según UNE-EN ISO 2409 o según el ensayo sustitutivo se efectúa tras 24 h de reacondicionamiento de la probeta.

Se considera que la probeta no presenta defectos según los métodos de evaluación de las normas UNE-EN ISO 4628-2 a UNE-EN ISO 4628-5 cuando se cumplen los siguientes requisitos:

- Según UNE-EN ISO 4628-2: ampollamiento 0 (S0).
- Según UNE-EN ISO 4628-3: óxido Ri 0.
- Según UNE-EN ISO 4628-4: agrietamiento 0 (S0).
- Según UNE-EN ISO 4628-5: descamación 0 (S0).

Además de estos requisitos, que se evalúan de manera inmediata, debe cumplirse, en evaluación realizada tan pronto como sea posible, y siempre dentro de las 8 h siguientes al final del ensayo, que el avance medio de corrosión del sustrato, a partir de la incisión, calculado según UNE-EN ISO 12944-6, no supera 1,5 mm, en el caso del ensayo de niebla salina, ó 3 mm, en el caso del ensayo de envejecimiento cíclico.

En la evaluación de defectos, no debe tenerse en cuenta ninguno que se produzca a menos de 10 mm de los bordes de la probeta.

86.4 Prescripciones para los sistemas de protección con proyección térmica de cinc y de galvanización en caliente.

Las duraciones mínimas y máximas (en años) de los recubrimientos de cinc hasta el primer mantenimiento, para las diferentes categorías de corrosividad de la norma ISO 9223, se incluyen en la norma UNE-EN ISO 14713.

Así, por ejemplo, para el caso de recubrimientos de galvanización en caliente (realizada conforme a la norma UNE-EN ISO 1461) de 85 micrómetros de espesor (que es el valor mínimo del espesor medio de recubrimiento exigible sobre elementos estructurales de acero de espesor superior a 6 mm), en la norma UNE-EN ISO 14713 se indican duraciones de la protección (en años) que van desde 40/100 (para clase de exposición C3), 20/40 (para clase de exposición C4) y 10/20 (para clase de exposición C5).

La aptitud del acero para el recubrimiento por galvanización en caliente, en relación a su contenido en Si y P, debe ser conforme a las normas UNE-EN 10025-2, UNE-EN 10025-4, o UNE-EN 10025-6, según el tipo de acero.

CAPÍTULO 19

Durabilidad de las estructuras de acero

Artículo 87. *Estrategia de durabilidad en los elementos de acero.*

De acuerdo con lo indicado en el apartado 11.3, el proyecto de la estructura debe incluir una estrategia de durabilidad para los elementos de acero que defina las medidas necesarias para que se pueda alcanzar la vida útil establecida por la propiedad, en función de las condiciones de agresividad ambiental a la que van a estar sometidos.

La agresividad a la que está sometido cada elemento de acero se identificará por el tipo de ambiente, definido en el apartado 80.1.

En el caso de los elementos de acero, las uniones pueden suponer un punto de debilidad frente a la agresividad del ambiente, si no están correctamente ejecutadas de acuerdo con lo indicado en el capítulo 21 de este Código.

En este artículo se recogen los criterios para el desarrollo en el proyecto de la estrategia de durabilidad que incluirá, al menos, las siguientes fases:

- Selección de formas estructurales adecuadas, de acuerdo con lo indicado en el apartado 87.1.
- Selección de materiales, según el apartado 87.2.
- Medidas específicas frente a la corrosión, según el apartado 87.3.
- Detalles constructivos, según el apartado 87.4.
- Medidas de mantenimiento durante la fase de uso, según el apartado 87.5.

Además de la corrosión, puede haber otros mecanismos de daño en función de las condiciones de exposición específicas de cada elemento estructural (por ejemplo, ataque por erosión, etc.). En este caso, el autor del proyecto deberá valorar si concurren tales circunstancias e incluir las medidas específicas adicionales que sean necesarias dentro de la estrategia de durabilidad. Asimismo, debe valorar la posibilidad de ataques localizados en alguna zona del elemento. Se pondrá especial cuidado en el análisis de zonas que no serán accesibles durante la vida de servicio.

87.1 Selección de la forma estructural.

En el proyecto se definirán los esquemas estructurales, las formas geométricas y los detalles que sean compatibles con la consecución de una adecuada durabilidad de la estructura. El proyecto debe facilitar la preparación de las superficies, el pintado, las inspecciones y el mantenimiento.

Se procurará evitar el empleo de diseños estructurales que conduzcan a una susceptibilidad elevada a la corrosión. Para ello, se recomienda que las formas de los elementos estructurales sean sencillas, evitando una complejidad excesiva, y que los métodos de ejecución de la estructura sean tales que no se reduzca la eficacia de los sistemas de protección empleados (por daños en el transporte y manipulación de los elementos).

Se tenderá a reducir al mínimo el contacto directo entre las superficies de acero y el agua, evitando la formación de depósitos de agua, facilitando la rápida evacuación de esta

e impidiendo el paso de agua sobre las zonas de juntas. Para ello, deben adoptarse precauciones, tales como:

- evitar la disposición de superficies horizontales que promuevan la acumulación de agua, o suciedad,
- la eliminación de secciones abiertas en la parte superior que faciliten dicha acumulación,
- la supresión de cavidades y huecos en los que puede quedar retenida el agua, o
- la disposición de sistemas adecuados y de sección generosa para conducción y drenaje de agua.

Cuando la estructura presente áreas cerradas (interior accesible) o elementos huecos (interior inaccesible), debe cuidarse que estén protegidos de manera efectiva contra la corrosión. Para ello, debe evitarse que quede agua atrapada en su interior durante el montaje de la estructura, deben disponerse las medidas necesarias para la ventilación y drenaje (interiores accesibles), y deben sellarse de manera efectiva frente a la entrada de aire y humedad, mediante soldaduras continuas, los interiores inaccesibles.

Debe evitarse la corrosión potencial en orificios estrechos, hendiduras ciegas y uniones solapadas, mediante un sellado eficaz, que en general estará constituido por soldaduras continuas.

Debe prestarse una atención especial a la protección contra la corrosión de las uniones, tanto atornilladas (de manera que los tornillos, tuercas y arandelas tengan la misma durabilidad que el resto de la estructura) como soldadas (cuidando que la superficie de la soldadura esté libre de imperfecciones, como fisuras, cráteres y proyecciones, que son difíciles de cubrir eficazmente por la pintura posterior), así como tener en cuenta, en el caso de disposición de refuerzos o de ejecución de entallas (en almas, refuerzos, etc.), la necesidad de permitir una adecuada preparación de la superficie y aplicación de la pintura (soldando de manera continua la intersección entre el refuerzo y el elemento reforzado, disponiendo un radio mínimo de 50 mm en las entallas y evitando cualquier retención de agua).

Debe evitarse la aparición de pares galvánicos, que se producen cuando existe continuidad eléctrica entre dos metales de diferente potencial electroquímico (tales como acero inoxidable y acero al carbono), aislando eléctricamente mediante pintado u otros procedimientos, las superficies de ambos metales.

87.2 Selección de materiales.

En el caso de ambientes especialmente agresivos, el proyecto podrá considerar el uso de acero con comportamiento mejorado frente a la corrosión como, por ejemplo:

- aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica, según el apartado 83.2.3,
- aceros inoxidables, según el apartado 83.2.6, o
- aceros con tratamiento de galvanizado en caliente, según el apartado 86.4.

Los aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica de acuerdo con lo indicado en el apartado 83.2.3, podrán utilizarse sin pintura de protección en las superficies exteriores en ambientes no expuestos a iones cloruro, incrementando el espesor nominal, obtenido en el cálculo, en 1 mm para la superficie expuesta al ambiente exterior. En la superficie interior de secciones cerradas inaccesibles se aplicarán las disposiciones establecidas en el apartado 87.3 (sistema de protección adecuado a la vida útil prevista y sobrepeso de acero). El empleo de estos aceros en los casos en que se prevé que su superficie va a estar en contacto con el terreno o el agua durante largos períodos, permanentemente húmeda, o sometida a ambiente marino con salinidad moderada o elevada, ambiente industrial con alto contenido en SO₃, o presencia de sales de deshielo, precisa un estudio detallado de su conveniencia, debiendo en tales casos protegerse superficialmente el acero.

El proyecto considerará, en su caso, el uso de sistemas de protección, como por ejemplo, los indicados en el apartado 87.3.1.

87.3 Medidas específicas frente a la corrosión.

Como criterio general, el autor del proyecto adoptará uno de los siguientes procedimientos:

- sistemas de protección superficial, conformes con el apartado 87.3.1, o
- disposición de sobreespesores, conforme con el apartado 87.3.2.

En cualquier caso, se deberá cumplir también el resto de las consideraciones derivadas de la estrategia de durabilidad adoptada y, en particular, las relativas a detalles constructivos indicados en el apartado 87.4.

87.3.1 Sistemas de protección superficial.

Como criterio general de protección de la estructura de acero frente a la corrosión, se utilizarán sistemas de protección superficial, conformes con lo indicado en los apartados 86.2 y 86.3 de este Código.

En función de la agresividad a la que está sometida el elemento, el autor del proyecto seleccionará un sistema de protección que considere adecuado, definiéndolo por:

- grado de preparación de la superficie,
- tipo, ligante, espesor total y número de capas de la imprimación,
- ligante, espesor total y número de capas de acabado,
- durabilidad del sistema de protección y frecuencia de reposición durante la vida de servicio.

87.3.2 Sobreespesores de la sección de acero.

En ausencia de estudios más detallados, el sobreespesor (incremento del espesor nominal) tendrá el siguiente valor mínimo, expresado en mm por cara inaccesible y por cada 30 años de vida útil prevista de la estructura:

- Clases de exposición C4 (corrosividad alta), C5 (corrosividad muy alta): 1,5 mm.
- Clase de exposición C3 (corrosividad media): 1 mm.
- Clase de exposición C2 (corrosividad baja): 0,5 mm.

No se precisa sobreespesor en el caso de la clase de exposición C1 (corrosividad muy baja).

El espesor resultante (espesor nominal más sobreespesor) en los cajones inaccesibles de puentes no podrá ser inferior a 8 mm.

En el caso de aceros patinables con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica de acuerdo con lo indicado en el apartado 83.2.3, podrán utilizarse sin pintura de protección en las superficies exteriores, incrementando el espesor nominal, obtenido en el cálculo, en 1 mm para la superficie expuesta al ambiente exterior. En el caso de superficies interiores de secciones cerradas inaccesibles, se adoptará un sistema de protección superficial o un sobreespesor con los mismos criterios que se aplicarían en el caso de un acero convencional. Además, se requerirá de un estudio específico que analice su conveniencia y, en su caso, la necesidad de sistemas de protección adicionales, cuando se prevea que la superficie del elemento va a estar en alguna de las siguientes circunstancias:

- en contacto con el terreno,
- en contacto con agua durante largos períodos,
- permanentemente húmeda,
- sometida a ambiente marino con salinidad moderada o elevada,
- sometida a un ambiente industrial con alto contenido en SO₃,
- en presencia de sales de deshielo.

87.3.3 Sistemas de protección catódica.

El autor del proyecto podrá incluir en la estrategia de durabilidad un sistema de protección catódica. El proyecto deberá incluir una memoria específica en la que se justifique técnicamente las características del sistema a disponer.

En cualquiera de los casos, todas las características del sistema, incluido el procedimiento para su instalación y el sistema de seguimiento y registro, deberán ser conformes con la norma UNE-EN ISO 12499.

Estos sistemas requieren de un mantenimiento específico que deberá estar incluido en el plan de mantenimiento desarrollado durante el proyecto.

87.4 Detalles constructivos.

Se recomienda evitar los detalles constructivos indicados como inadecuados en las figuras 87.4.a a 87.4.f, empleando los considerados adecuados en las mismas.

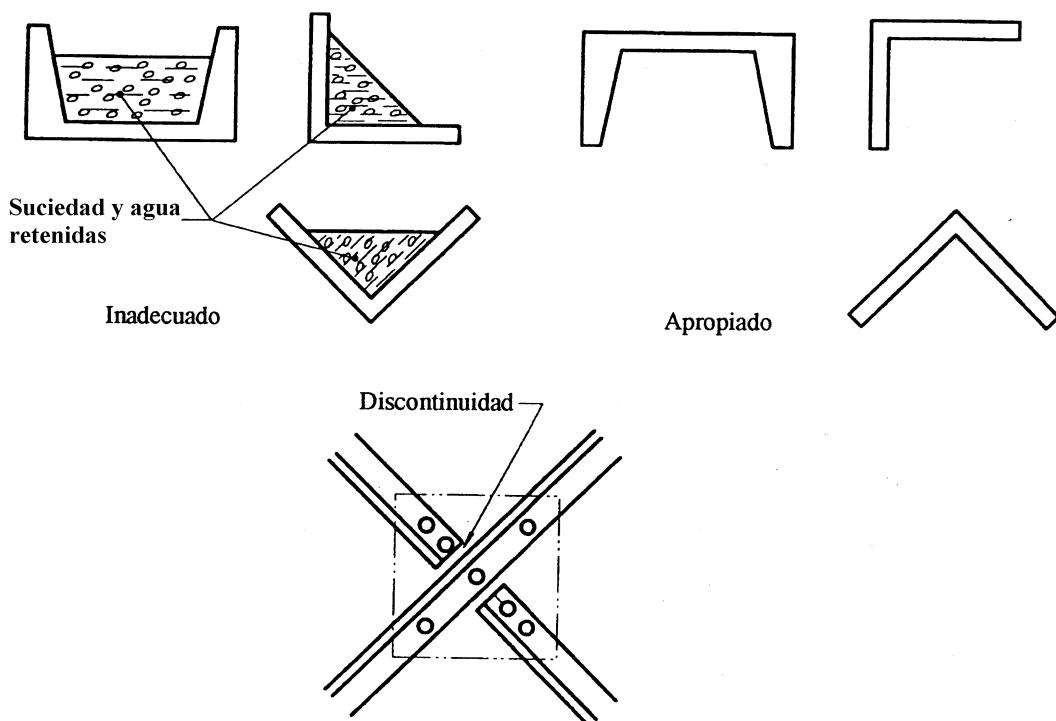


Figura 87.4.a Prevención de la acumulación de agua y suciedad

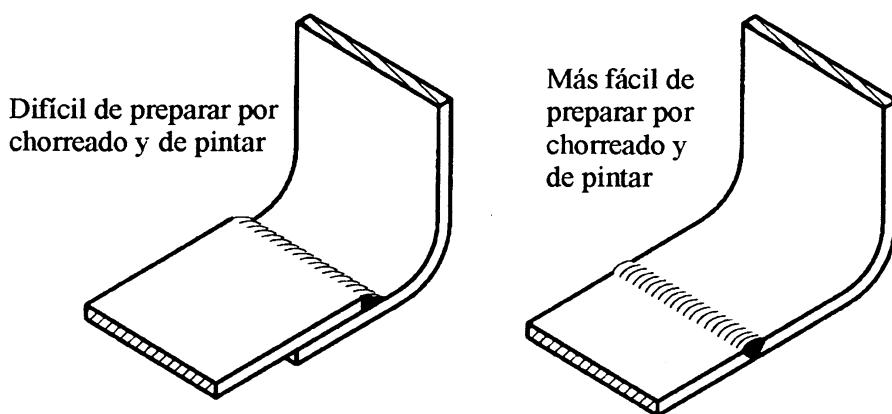


Figura 87.4.b Realización de soldaduras

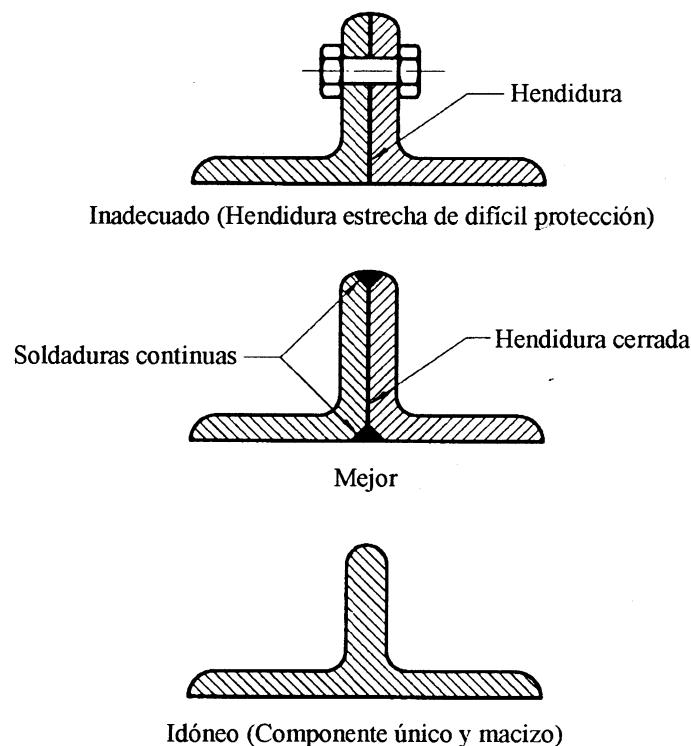


Figura 87.4.c Tratamiento de huecos

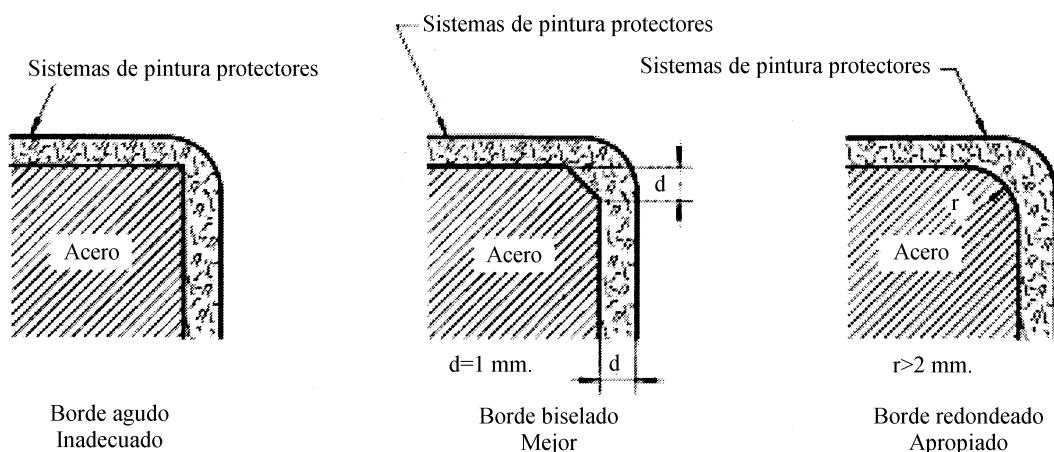


Figura 87.4.d Eliminación de bordes agudos

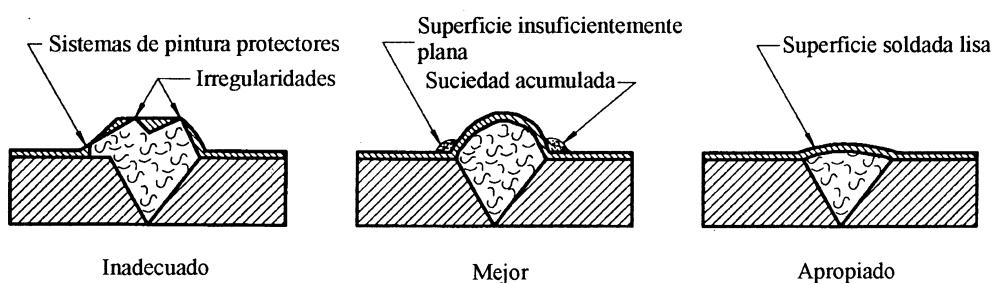


Figura 87.4.e Eliminación de imperfecciones en la superficie de las soldaduras

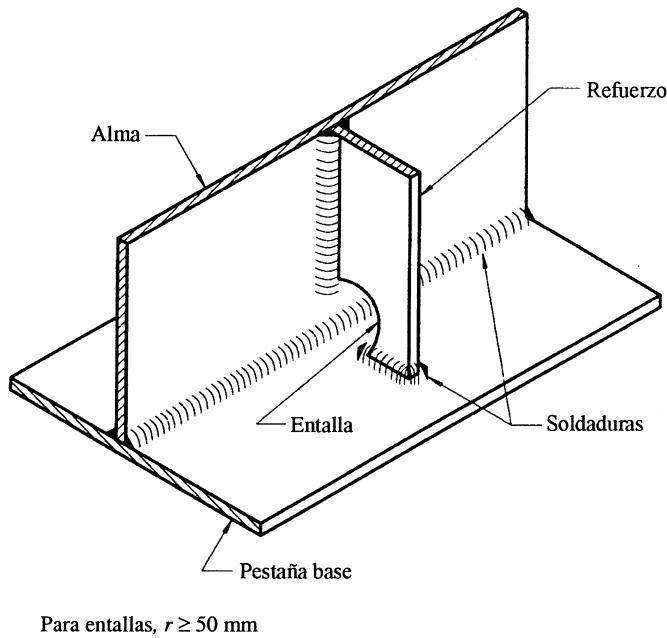


Figura 87.4.f Diseño recomendado de refuerzos para la protección frente a la corrosión

87.5 Medidas de mantenimiento durante la fase de uso.

En el caso de que la estrategia de durabilidad para garantizar la vida útil se base en sistemas de protección superficial, hay que tener en cuenta que dichos sistemas tienen vidas útiles inferiores a las de la estructura, por lo que requieren ser repuestos sistemáticamente, como parte del plan de mantenimiento.

Debe prestarse una atención especial a la accesibilidad a áreas cerradas de la estructura como, por ejemplo, en el caso de cajones metálicos. Las aberturas de acceso deben tener un tamaño suficiente para permitir un acceso seguro, tanto para los operarios como para los equipos de mantenimiento. Salvo justificación en sentido contrario, sus dimensiones no deben ser inferiores a 500 x 700 mm (ancho x alto) en los accesos rectangulares u ovales, y ni a 600 mm de diámetro mínimo en el caso de los accesos de forma circular. Además, deben existir orificios de ventilación adecuados al sistema de protección empleado en el mantenimiento.

CAPÍTULO 20

Estructuras de acero. Dimensionamiento y comprobación

Artículo 88. Comprobación y dimensionamiento de las estructuras de acero.

Para el análisis estructural, el dimensionamiento y la comprobación de las estructuras de acero, el autor del proyecto empleará el conjunto de principios y reglas establecidos en los Anejos 22 a 29.

Artículo 89. Proyecto de estructuras de acero frente al fuego.

En el caso de estructuras de acero que puedan estar sometidas a la acción del fuego, se estará a lo dispuesto en el Anejo 23.

Artículo 90. Proyecto de estructuras de acero frente al sismo.

En el caso de estructuras de acero que puedan estar sometidas a la acción del sismo, será de aplicación la correspondiente reglamentación específica.

CAPÍTULO 21

Fabricación y montaje de las estructuras de acero

Artículo 91. *Preparación y fabricación.*

91.1 Generalidades.

Este capítulo establece los requisitos mínimos de ejecución adecuados al nivel previsto de seguridad, que proporcionan los criterios de proyecto de este Código y dentro del ámbito de aplicación del mismo.

Con carácter general, este capítulo es aplicable a toda estructura sometida a cargas predominantemente estáticas. Para estructuras solicitadas a fatiga se requieren niveles superiores de ejecución acordes así mismo con la clasificación de los correspondientes detalles constructivos.

El pliego de prescripciones técnicas particulares incluirá todos los requisitos de fabricación, montaje y materiales necesarios para garantizar el nivel de seguridad del proyecto, pudiendo contener indicaciones complementarias sin reducir las exigencias tecnológicas ni invalidando los valores mínimos de calidad establecidos en este Código. A estos efectos se podrá tener en cuenta lo relativo a la información adicional que se define en la tabla A1 del Anexo A de la norma UNE-EN 1090-2.

Entre las estructuras que merecen una ejecución más cuidadosa se encuentran las que, de acuerdo con el apartado 14.3, pertenecen a las clases de ejecución 3 y 4.

La fabricación de las piezas de acero estructural que forman parte de las estructuras metálicas requiere disponer de unas instalaciones que permitan desarrollar, de conformidad con lo indicado en este Código, las siguientes actividades:

- recepción y acopio de los productos de acero empleados,
- elaboración de planos de taller, y
- procesos de corte, conformado, enderezado y perforación.

Además, el taller deberá disponer de zonas para poder realizar el ensamblado, armado previo y montaje en blanco de las piezas que fabrica.

Asimismo, deberá tener implantado un sistema de control de la conformidad de la producción conforme a los requisitos del marcado CE.

Al objeto de garantizar la trazabilidad de los productos de acero empleados en los talleres, la dirección facultativa podrá recabar, a través del constructor, evidencias sobre la misma.

91.2 Clases de ejecución.

El proyecto incluirá la clasificación de todos los elementos de la estructura, según su ejecución, que es necesaria para garantizar el nivel de seguridad definido. Una obra, o parte de la misma, puede incluir elementos de distinta clase. Es necesario que se agrupen los elementos por clases para facilitar la descripción de requisitos y la valoración de su ejecución y control.

91.2.1 Nivel de riesgo.

El nivel de riesgo de una obra define las consecuencias que podría tener su fallo estructural durante su construcción o en servicio (edificio público, almacén privado, obra estratégica, paso superior sobre vía importante, marquesina de aparcamiento, etc.).

La definición del nivel de riesgo se establece según los siguientes criterios:

- Nivel CC 3. Elementos cuyo fallo compromete la seguridad de personas, como es el caso de un edificio público, o puede generar grandes pérdidas económicas.
- Nivel CC 2. Elementos cuyo fallo compromete la seguridad de personas, pero no del público en general, o puede generar apreciables pérdidas económicas.

- Nivel CC 1. Elementos no incluidos en los niveles anteriores.

Una estructura puede contener partes y componentes de diferente nivel de riesgo.

91.2.2 Condiciones de ejecución y uso.

Las condiciones de ejecución y uso tratan de categorizar los riesgos inherentes al tipo de construcción y al tipo de acciones que pueden incidir sobre la estructura.

En general puede aceptarse que la complejidad de la construcción o el empleo de técnicas y procedimientos especiales pueden suponer un aumento del riesgo, así como también la existencia de esfuerzos dinámicos y condiciones climáticas desfavorables (soldadura en obra frente a uniones atornilladas, carrileras de puente grúa frente a soportes de barandillas, temperaturas bajas frente a elementos en interiores, etc.).

La definición de la condición de ejecución y uso se puede establecer de acuerdo con la tabla 91.1 basada en las categorías de uso y ejecución que se definen a continuación.

91.2.2.1 Categorías de uso.

La categoría de uso depende del riesgo ligado al servicio para el que se diseña la estructura:

- SC1: Estructuras y componentes sometidas a acciones predominantemente estáticas (edificios). Estructuras con uniones diseñadas para acciones sísmicas moderadas que no requieren ductilidad. Carrileras y soportes con cargas de fatiga reducida, por debajo del umbral de daño del detalle más vulnerable.

- SC2: Estructuras y componentes sometidas a acciones de fatiga (puentes de carretera y ferrocarril, grúas y carrileras en general). Estructuras sometidas a vibraciones por efecto del viento, paso de personas o maquinaria con rotación. Estructuras con uniones que requieren ductilidad por requisito de diseño antisísmico.

91.2.2.2 Categoría de ejecución.

La categoría de ejecución depende de la fabricación y montaje de la estructura.

- PC1: Componentes sin uniones soldadas, con cualquier tipo de acero. Componentes con soldaduras de acero de grado inferior a S355, realizadas en taller.

- PC2: Componentes con soldaduras de acero de grado S355 o superior. Ejecución de soldaduras en obra de elementos principales. Elementos sometidos a tratamiento térmico durante su fabricación. Piezas de perfil hueco con recortes en boca de lobo.

91.2.3 Determinación de la clase de ejecución.

La clase de ejecución se define a partir de los criterios anteriores de nivel de riesgo y de categoría de las condiciones de ejecución y uso de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 91.1 Determinación de la clase de ejecución

Nivel de riesgo		CC1		CC2		CC3	
Categoría de uso		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categoría de ejecución	PC1	1	2	2	3	3	3
	PC2	2	2	2	3	3	4

En casos particulares, de conformidad con la propiedad, puede ser conveniente imponer una clase de ejecución superior en algunos elementos particulares. Asimismo la clasificación anterior no limita la inclusión de requisitos adicionales que explícitamente se indiquen en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

91.3 Planos de taller.

Antes de procederse al inicio del proceso de fabricación en taller, el constructor, a través del taller metálico, deberá elaborar los planos de taller, de conformidad con los planos y pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto, que deberán definir completamente todos los elementos y detalles de la estructura metálica, incluyendo todos los datos necesarios para su ejecución. Para ello deberá comprobarse previamente las cotas de replanteo y asegurarse la compatibilidad con el resto de la construcción.

91.3.1 Contenido.

Los planos de taller contendrán en forma completa:

- la subdivisión en tramos de la estructura por razones de manipulación en taller, transporte y montaje en obra;
- la acotación de las dimensiones necesarias para definir completamente todos los elementos y detalles de la estructura, así como de sus uniones;
- la definición de los perfiles y de las clases de acero, así como la indicación de los pesos y marcas de trazabilidad de cada uno de los elementos de la estructura;
- las contraflechas de ejecución, así como los contragiros en los extremos de las piezas y en las secciones de unión entre tramos de montaje;
- la forma y geometría de cada unión, incluso de las uniones provisionales para fabricación y montaje;
- las calidades y diámetros de los tornillos, así como de los agujeros en las chapas, con indicación, en su caso, de la forma de su mecanizado;
- la posición y calidades de los pernos conectadores;
- la forma, tipo y dimensiones de las uniones soldadas, incluyendo:
 - la geometría y dimensiones de las preparaciones de bordes,
 - la apertura de raíz, tanto para soldaduras a tope como en ángulo,
 - el procedimiento y, en su caso, el método y posiciones de soldeo,
 - los materiales de aportación,
 - el orden de ejecución, cuando sea necesario;
 - las secuencias de las diferentes fases de armado, ensamblado y soldeo (o fijación con elementos mecánicos) para la ejecución de las diferentes piezas o elementos de la estructura;
 - las indicaciones sobre mecanizados, tratamientos térmicos, amolados o cualquier tipo de operación previa o de acabado en todos aquellos elementos, uniones o detalles que los precisen;
 - los empalmes entre elementos que, por limitaciones de laminación, manipulación o transporte, sea necesario establecer;
 - la posición y radio de las groeras para el cruce de soldaduras, que deberán tener el radio adecuado para permitir el correcto rebordeo de las soldaduras en ángulo sin que se obture el paso;
 - la definición de todos aquellos elementos auxiliares (orejetas, cáncamos, plantillas, gálibos, arriostramientos provisionales, etc.) que sean necesarios para la manipulación, fijación, volteo, transporte, izado, etc. de los elementos principales, tanto durante su fabricación en taller, como durante su transporte, ensamblaje o montaje en obra. Se definirá la ubicación, dimensiones y tipo de unión (atornillada o soldada) de dichos elementos auxiliares a los elementos principales, así como las operaciones previstas para el saneo posterior a su eliminación;
 - la definición de las bancadas de montaje necesarias para el armado y fabricación de las piezas en taller y en su caso en obra, con la definición de los puntos de apoyo de las piezas y la geometría de la bancada que garantice la geometría final de las piezas incluyendo sus contraflechas.

No se admitirán planos de taller con esquemas, detalles, uniones, soldaduras, etc. sin escala o paramétricos para geometrías variables del detalle. Cada detalle o unión de diferente geometría exigirá un detalle específico en los planos de taller.

Las hojas de despiece de los planos de taller deberán definir completamente todas las dimensiones de cada chapa, sus marcas de trazabilidad, preparaciones de borde, groeras, etc., posicionando espacialmente de manera inequívoca la pieza según su ubicación en la estructura.

No se dispondrá ningún tipo de fijación provisional, atornillada o soldada, sobre la estructura de acero salvo aquéllas que figuren explícitamente en los planos de taller o montaje en obra, y que previamente hayan sido aceptadas por la dirección facultativa.

91.3.2 Revisión y modificaciones.

El constructor, antes de comenzar la ejecución en taller, entregará dos copias firmadas de los planos de taller a la dirección facultativa, que los revisará y devolverá una copia autorizada firmada en la que, si se precisan, señalará las correcciones que deben efectuarse. En este caso, el constructor entregará nuevas copias de los planos de taller corregidos para su aplicación definitiva.

Cualquier modificación introducida a lo largo del proceso de fabricación y ejecución de la estructura de acero deberá incorporarse a los planos de taller, añadiendo las notas explicativas de las mismas, para que la obra terminada quede exactamente definida en dichos planos.

No se aceptará, salvo autorización explícita por la dirección facultativa, ninguna modificación de detalles, tipos de soldadura, etc. con respecto a los planos de proyecto, ni la incorporación de ninguna fijación provisional que pudieran rebajar la resistencia o la categoría de detalle de fatiga respecto del proyecto original.

Los planos de taller irán firmados por el técnico del taller metálico responsable de su elaboración, así como por un técnico competente, con experiencia probada en el ámbito de la construcción metálica, por parte del constructor. Este último será responsable de:

- transmitir a la dirección facultativa la lista precisa de posibles insuficiencias en la definición del proyecto, en relación al desarrollo de detalles, preparación de bordes, tipo y dimensionamiento de soldaduras, etc., pudiendo proponer a la citada dirección facultativa, debidamente justificadas, posibles alternativas a las indefiniciones detectadas;
- asegurar la conformidad de los planos de taller con los planos del proyecto y las posibles directrices transmitidas por la dirección facultativa en caso de indefiniciones del proyecto;
- aportar las justificaciones técnicas de que las adaptaciones planteadas, en elementos, detalles, uniones, tipos de soldadura, etc., por razones constructivas, de fabricación o de adaptación a los medios y sistemas propios del contratista, o de su taller metálico, no afectan a la seguridad resistente o a fatiga de la estructura, a su durabilidad ni a su comportamiento frente al fuego;
- adaptar las contraflechas y contragiros del proyecto a cualquier modificación del proceso de montaje, o de su secuencia de fases en procesos evolutivos, que pudiera afectarlos.

91.4 Preparación del material.

Previamente al inicio de la fabricación se deberán recepcionar los materiales de acuerdo con lo establecido por los Capítulos 18 y 23, para evitar cualquier rechazo posterior atribuible al material que pueda entrar en conflicto con la ejecución.

En lo que respecta a las operaciones de marcado, manipulación, almacenamiento, enderezado, corte, conformación y perforación se estará a lo que se indica en la norma UNE- EN 1090-2.

91.4.1 Marcado, manipulación y almacenamiento.

En todas las fases de fabricación las piezas deberán ser identificadas con un marcado adecuado, duradero y distingible, acorde con el sistema de representación utilizado en los planos de taller.

El marcado permitirá el seguimiento de los diferentes elementos de la estructura para facilitar los controles establecidos en el capítulo 23 y el eventual almacenamiento o acopio previo al montaje.

En el almacenamiento se cuidará que se mantienen las condiciones de durabilidad del capítulo 19 y del apartado 95.2.

91.4.2 Enderezado.

Se estará a lo que se indica en la norma UNE-EN 1090-2 sobre el particular.

91.4.3 Corte.

El corte puede realizarse por procedimientos mecánicos: sierra, disco, cizalla; o térmico: plasma, oxicorte (manual o automático) y láser. Los procedimientos de cizalla y oxicorte manual no se utilizarán en el caso de clases de ejecución 3 y 4, salvo en casos excepcionales en los que no pueda recurrirse a otros métodos, con autorización expresa de la dirección facultativa y seguidos de un mecanizado y el posterior control del acabado superficial y dureza de los bordes, según se describe en los párrafos siguientes.

Una vez se cuente con la autorización expresa de la dirección facultativa, la cizalla solo puede ser utilizada hasta espesores de 25 mm. El mecanizado será obligatorio en piezas de cualquier espesor de clase de ejecución 4 y en las de clase 3, en aquellas de espesor superior a 15 mm. La eliminación de rebabas y partes dañadas es obligatoria a menos que sean fundidas en una operación de soldeo posterior.

El equipo utilizado en el corte debe ser revisado periódicamente de modo que se garantice la magnitud máxima de las irregularidades.

El mecanizado o amolado, en una profundidad superior a 0,5 mm, y su posterior control, será necesario, con independencia del método de corte, cuando se produzcan oxidaciones, entallas, estrías, mordeduras, irregularidades o endurecimientos locales superiores a 380HV10 en los bordes. En caso de que se use oxicorte automático o plasma se amolará siempre la superficie. La eliminación de rebabas y zonas dañadas es obligatoria a menos que sean fundidas en un proceso de soldeo posterior.

La calidad del acabado superficial tras el corte se define según la norma UNE-EN ISO 9013. Los test de dureza Vickers se rigen por la norma UNE-EN ISO 6507.

En el caso de realizarse el test de dureza en zonas biseladas o rectas después de un proceso de corte, se descarta realizar el mismo con el método HV (Vickers) ya que es un ensayo destructivo. Se recomienda realizar el ensayo Brinell con el empleo de un equipo de campo. Posteriormente puede realizarse una conversión a Vickers mediante el empleo de tablas.

91.4.4 Conformación.

Esta operación puede realizarse por doblado o plegado hasta que se obtenga la forma requerida tanto en frío como en caliente, siempre que las características del material no queden por debajo de las especificadas en el proyecto. Se estará a lo que se indica en la norma UNE-EN 1090-2 sobre el particular.

91.4.5 Perforación.

Los agujeros para tornillos pueden realizarse mediante taladrado, punzonado, láser, plasma y corte térmico siguiendo las prescripciones de ejecución que se indican en la norma UNE-EN 1090-2 sobre el particular. No estará permitido el punzonado en elementos sometidos a solicitudes de fatiga ni en elementos de clase de ejecución 4. Además se

recomienda que en piezas sometidas a cargas de fatiga, clase de ejecución 4, se use una guía para ejecutar los agujeros con taladro.

En el caso en que el pliego de prescripciones técnicas particulares defina un elemento o parte de él como de fabricación cuidadosa, conforme a lo señalado en el apartado 14.3, se deberán corregir los bordes de agujeros que hayan sido realizados por algún método térmico y que alcancen una dureza local superior a 380HV10 (361 HB) para las clases de ejecución 4 y 3. En éste caso la huella habrá de centrarse a una cota aproximada de 10 mm del borde del agujero a fin de evitar que la propia bola deforme el borde del mismo por proximidad y que se obtenga un resultado erróneo.

91.5 Ensamblado y armado.

Esta operación consiste en presentar los elementos elaborados y proceder a su ensamblado en diferentes tramos. Se deberá obtener una coincidencia de uniones dentro de las tolerancias aplicables del Anejo 16, sin forzar o dañar los elementos.

Antes de iniciar la fabricación, el taller metálico propondrá por escrito, con los planos necesarios para su definición, la secuencia de armado y soldeo de las piezas que, en función de sus medios y experiencia, permite minimizar el embridado de las uniones a soldar, las tensiones residuales y las deformaciones parásitas de soldeo. La propuesta deberá ser informada por el constructor y se someterá a la aceptación de la dirección facultativa, previamente al inicio de la fabricación.

En el armado, el constructor comprobará que la disposición, contraflechas, marcas de trazabilidad, dimensiones, espesores y preparaciones de borde de cada elemento se ajusten a las indicadas en los planos de taller. Se rectificarán o repondrán todas las piezas que no permitan su acoplamiento, sin forzarlas, dentro de las tolerancias admisibles para los elementos y los procedimientos cualificados aplicables a sus uniones soldadas o atornilladas.

Para el armado, las piezas se fijarán entre sí o a gálibos de armado mediante elementos que aseguren su inmovilidad durante el soldeo y su enfriamiento posterior.

Podrán utilizarse como medios de fijación puntos de soldadura entre los bordes de las piezas a unir, que posteriormente se limpiarán de escoria y se controlará que no contengan fisuras, pudiendo entonces englobarse en la soldadura definitiva, si se ejecutan tal y como define el apartado 7.5.7 de la norma UNE-EN 1090-2. El constructor se responsabilizará del control y documentación del proceso.

Deben eliminarse todas las soldaduras de punteo no incorporadas en las soldaduras finales.

Cualquier recurso a medios auxiliares fijados en la estructura principal, para el armado, fijación o volteo de piezas en taller, deberá quedar reflejado en los planos de taller. A las piezas provisionales, y a sus uniones a elementos de la estructura, se les aplicarán los mismos requisitos que a los elementos definitivos.

Será responsabilidad del constructor asegurarse de que el taller metálico o el personal de obra no cierre, dejando inaccesibles, zonas de la estructura con uniones o elementos cuya conformidad no haya quedado todavía acreditada, de acuerdo con el programa de control. Para ello se establecerán los puntos de parada que sean necesarios.

91.6 Montaje en blanco.

Antes de su montaje en posición definitiva en obra, se debe verificar el correcto ajuste entre los diferentes tramos ya ejecutados en taller, haciendo coincidir los tramos adyacentes de la estructura completa para comprobar que presentan idéntica configuración geométrica y que se respetan estrictamente las tolerancias admisibles para las uniones atornilladas o soldadas, principalmente a tope, a realizar posteriormente en obra.

Cuando, por razones de espacio o de ritmos de fabricación de la estructura, no sea posible el preensamblado de elementos completos adyacentes en taller, podrá recurrirse a métodos alternativos, siempre que permitan garantizar la misma precisión, y sean aceptados por el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto o, en su caso, la dirección facultativa, tales como el recurso a plantillas que reproduzcan fielmente la

geometría del extremo del tramo enviado a obra previamente a su montaje en blanco, o procedimientos de medida por métodos tridimensionales.

El montaje en blanco deberá verificar:

- la continuidad de alineaciones verticales y en planta entre tramos, así como de las pendientes longitudinal y transversal, mucho más sensibles que las primeras a los procesos de fabricación y soldeo, controlando la ausencia de discontinuidades o puntos angulosos;
- la coincidencia entre los bordes de las secciones transversales a lo largo de todo el perímetro de la sección o, en caso de haberse previsto así en el proyecto, los eventuales contragiros a disponer entre extremos de vanos adyacentes. Se exigirá una precisión de los controles acorde a las tolerancias admisibles por las uniones, atornilladas o soldadas, por las normativas de aplicación;
- en las superficies de cuñas de basas de apoyo, su geometría, planeidad, ortogonalidad y las nivelaciones en sentido longitudinal y transversal de su superficie inferior, pudiendo recurrirse al mecanizado para la corrección de ajustes;
- en algunos casos, puede resultar necesario medir y controlar que las variaciones de longitud de tramos, respecto de las teóricas de proyecto, no sufren alteraciones sensibles como consecuencia de una incorrecta estimación por el taller de las retracciones por soldeo. Si los resultados de dichas mediciones no resultan aceptables, deberán preverse las oportunas demasías en los despiece de chapas, procediéndose al posterior corte y preparación de borde de los extremos de cada tramo, una vez contrastada la longitud real del mismo tras las citadas retracciones de soldeo.

En general, y salvo que el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto establezca otros requisitos, el montaje en blanco se realizará con los tramos montados en las mismas bancadas de armado, que deben reflejar exactamente las contraflechas del proyecto.

En dicha situación de múltiple apoyo de las piezas, la geometría de las mismas puede enmascarar las eventuales deformaciones parásitas de soldeo, a las que resultan muy sensibles los contragiros verticales, así como las pendientes de las alineaciones longitudinal y transversal en los extremos de los tramos. Por ello, el proyecto podrá exigir la realización, en taller u obra, de medidas adicionales de la deformación de la pieza bajo la acción de su peso propio, en condiciones análogas a las de montaje, para verificar con precisión que se respetan las tolerancias de las uniones en situaciones de deformación análogas a las del momento de la realización de dicho montaje. Alternativamente podría recurrirse a demasías que permitan el posterior mecanizado de ajuste tras una presentación de las piezas previa al montaje en obra.

Artículo 92. *Transporte y montaje.*

92.1 Transporte y llegada a obra.

92.1.1 Salida de taller.

Ninguna pieza podrá salir del taller sin la autorización expresa de la dirección facultativa, una vez demostrada la conformidad de la misma con el proyecto.

92.1.2 Transporte a obra.

Las manipulaciones necesarias para la carga, descarga, transporte y almacenamiento a pie de obra se realizarán con los necesarios cuidados para evitar sobresolicitudes o distorsiones en algún elemento y daños en las superficies o tratamientos de protección.

Durante el transporte y acopio a pie de obra, las piezas se fijarán y asegurarán provisionalmente, para lo que se dispondrán los sistemas adecuados para garantizar su estabilidad, rigidez y resistencia.

Se tomarán asimismo medidas para evitar la acumulación del agua de lluvia o suciedad durante la fase de almacenamiento a pie de obra.

92.1.3 Ensamblado a pie de obra.

Antes de proceder al montaje se deberán corregir y reparar cualquier abolladura, comba o torcedura, así como los daños o entallas superficiales, o en los bordes o biseles de las chapas, mediante procedimientos previamente aprobados con requisitos análogos a los exigidos para la fabricación en taller.

92.2 Actuaciones previas al montaje en obra.

92.2.1 Condiciones del emplazamiento para el montaje de estructuras de acero.

Las condiciones del emplazamiento para el montaje de las estructuras de acero formarán parte de la información recogida en el Plan de seguridad y salud en el trabajo regulado en el artículo 7 del Real Decreto 1627/1997, de 24 de octubre, por el que se establecen disposiciones mínimas de seguridad y de salud en las obras de construcción. Esta información, sin perjuicio de lo establecido en el mencionado real decreto, debería contemplar, entre otros, los siguientes aspectos:

- Zonas de aparcamiento para vehículos, maquinaria en general y acopios.
- Acceso y circulación en el interior de la obra.
- Instalación de grúas fijas.
- Preparación del terreno de emplazamiento en cuanto a condiciones de suelo, drenaje superficial y estabilidad de taludes, si ha lugar.
- Comprobación de servicios afectados, incluyendo conductos subterráneos, cables aéreos o cualquier otro condicionante físico.
- Comprobación de que las piezas de mayores dimensiones y peso pueden ser suministradas a pie de obra.
- Zonas contiguas afectadas por el montaje.
- Condiciones climáticas y medioambientales.
- Comprobación de las condiciones del terreno que permitan prever o corregir eventuales movimientos, tales como asientos de bases de pilares o giro de paramentos de muros durante la ejecución de la obra.
- Las actividades previas o posteriores al montaje deben disponer asimismo de un plan de seguridad compatible, sea cual sea su naturaleza y deben estar coordinadas.

92.2.2 Programas de montaje.

El pliego de prescripciones técnicas particulares deberá incluir un método de montaje preliminar adecuado a las características resistentes de la estructura en sus distintas fases que servirá de orientación al constructor para la redacción del programa de montaje definitivo.

Este programa preliminar deberá tener en cuenta:

- La situación de nudos y empalmes.
- Longitudes máximas de barras.
- La secuencia de montaje.
- La estabilidad provisional, incluyendo apeos y arriostramientos.
- Condiciones para la retirada de apeos y arriostramientos.
- Piezas con reducida estabilidad lateral y frente a torsión durante el montaje que requieren izado y manipulación especial.
- Ejecución de bases de pilares y apoyos en cuanto a retacado con mortero de placas base.
- Contraflechas y ajustes en juntas de dilatación.
- La utilización de chapa perfilada como contribución a la estabilidad.
- La posibilidad de que las cargas de ejecución superen a las correspondientes al diseño.

El programa de montaje definitivo será elaborado por el constructor debiendo ser autorizado por la dirección facultativa antes del inicio de los trabajos. En su redacción, el constructor puede modificar las indicaciones del programa preliminar e introducir otros métodos o sistemas no contemplados en él siempre que se justifique ante la dirección facultativa, mediante cálculo o referencias de obra similares.

Sin perjuicio de lo que establezca el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto, el programa de montaje deberá definir los siguientes aspectos:

- posiciones, tipo y definición de las uniones a realizar en obra;
- dimensiones, centro de gravedad y peso de cada tramo a montar;
- secuencia de fases de montaje, con descripción de las mismas, calendario y tiempos de actividad de cada fase, incluyendo la necesaria coordinación con los trabajos en taller y el transporte de las piezas a obra;
- apeos o arriostramientos provisionales para asegurar la resistencia y estabilidad de las piezas, así como los eventuales requisitos para su posterior eliminación;
- definición del tipo de apoyo, definitivo o provisional, de las piezas sobre pilas, estribos o apeos intermedios;
- incorporación, en los planos de montaje o taller, de las orejetas, bulones, casquillos, cánccamos o cualquier elemento auxiliar de fijación a la estructura principal que sea preciso para las operaciones de izado, levantamiento, volteo, empuje, etc. de montaje;
- justificaciones resistentes de dichos elementos de fijación y sus uniones a la estructura principal, así como de la no afección a la resistencia y comportamiento a fatiga de la misma, firmadas por un técnico competente, con probados conocimientos en cálculo de elementos y uniones de estructuras de acero;
- procedimientos, para la posterior eliminación de dichas fijaciones auxiliares provisionales, su control y procedimientos de reparación y saneo de los eventuales daños a la estructura principal;
- posiciones y cargas para elevación con grúas, izados, contrapesos, empujes, etc.;
- en el caso de puentes de la Red de Carreteras del Estado, los proyectos específicos de los procesos de montaje y de los medios auxiliares necesarios, de conformidad con la Orden FOM/3818/2007, de 10 de diciembre, incluyendo memoria descriptiva, planos, anexo de cálculo, instrucciones de montaje, desmontaje y mantenimiento, y pliego de condiciones con las condiciones de aceptación/rechazo de materiales y componentes;
- magnitud de las deformaciones (flechas en vanos y giros sobre apoyos y en los extremos de las piezas a ensamblar) en cada fase de montajes evolutivos, para su contraste con las mediciones a realizar en obra;
- tolerancias de posicionamiento en apoyos de cada tramo, así como de ajuste entre los bordes de elementos a unir, por soldeo o por fijación con elementos mecánicos;
- eventual afección sobre los ajustes geométricos de montaje como consecuencia de los efectos térmicos (dilataciones, gradientes verticales o transversales) en el momento del montaje;
- definición de las sobrecargas de ejecución (personal y equipos) y del viento admisible durante las operaciones de montaje, justificando la resistencia y estabilidad de la estructura;
- detalle de las fases, tiempos de actividad, equipos, medios auxiliares y cualificación del personal.

Se deberán elaborar procedimientos específicos para las uniones en obra (soldadas o atornilladas) entre tramos con definición precisa de:

- la necesidad o no de montajes en blanco en obra, adicionales a los realizados en taller, o presentaciones previas con los tramos ya montados, para la verificación de las tolerancias de ajuste de las piezas con los límites exigibles por los procedimientos cualificados aplicables a las uniones soldadas o atornilladas a realizar en obra;
- los procedimientos previstos para realizar el ajuste entre piezas, así como las fijaciones provisionales para garantizar su completa inmovilidad durante la ejecución de la unión;

– los procedimientos correctores previstos en caso de que los controles de tolerancias de ajuste, antes citados, tanto en la geometría de la estructura como, principalmente, en las uniones soldadas o atornilladas no sean aceptables. Dichos procedimientos correctores deberán estar cualificados por el constructor y aceptados por la dirección facultativa.

92.2.3 Replanteo de la estructura.

A medida que se desarrolla el proceso de ejecución de la estructura, el constructor velará para que los ejes de los elementos, las cotas y la geometría de las secciones de cada uno de elementos estructurales, sean conformes con lo establecido en el proyecto, teniendo para ello en cuenta las tolerancias establecidas en el mismo o, en su defecto, en este Código.

92.2.4 Soportes.

Todas las cimentaciones, tanto zapatas como losas o macizos de apoyo deben haber sido inspeccionadas previamente, incluyendo los pernos de anclaje embebidos en ellas, para garantizar que su posición y alineaciones están de acuerdo con los planos.

En caso de pernos embebidos en la cimentación, deberá disponerse de un sistema que garantice el posicionamiento dentro de las tolerancias requeridas. En este sentido, es recomendable el empleo de plantillas que garanticen la posición de los pernos.

Debe cuidarse que la posición a lo largo del montaje de los soportes no sufra modificaciones que excedan las tolerancias (ver Anejo 16).

Tanto los propios pernos de anclaje como los calzos o cuñas de nivelación de placas base han de ser capaces de soportar la estructura montada, previamente al retacado con mortero de nivelación. En el caso de que los elementos provisionales queden embebidos, debe asegurarse que disponen de una durabilidad igual a la de la estructura y de que quedan con un recubrimiento mínimo de 25 mm.

El relleno del espacio entre la placa base y el cimiento debe efectuarse con mortero de cemento o con morteros especiales sin retracción. En función del mortero utilizado y de las dimensiones del elemento se fijará el espesor mínimo que garantice el correcto relleno con un procedimiento que evite la presencia de aire bajo las placas a llenar y pueda ofrecer espacio suficiente para colocar y manipular las cuñas o tuercas inferiores de nivelación.

El relleno de mortero debe realizarse lo antes posible una vez que los pilares y vigas inmediatas superiores estén correctamente aplomados y alineados. El material no debe mezclarse o utilizarse con temperaturas inferiores a 0 ° C salvo instrucción del fabricante del mismo. En todo caso debe obtenerse una fluidez adecuada para llenar completamente todo el espacio.

Previamente se habrá eliminado cualquier resto de grasa, hielo o suciedad. En las placas base cuya dimensión mínima supere 400 mm es recomendable disponer orificios de venteo de 50 mm para facilitar la penetración del producto.

En el caso de soportes empotrados en zapatas con receptáculos tipo cálix, el hormigón o mortero de relleno debe ser de una resistencia característica no inferior a la del cimiento. En la colocación inicial el hormigonado debe cubrir dos tercios de la longitud de empotramiento. No se deberá someter a ninguna carga adicional hasta que el hormigón no alcance la resistencia especificada a tal efecto por la dirección facultativa y que no será en ningún caso inferior a la mitad de su resistencia característica. La ejecución definitiva se completará con el hormigonado del último tercio.

92.3 Montaje.

92.3.1 Planos de montaje.

Los planos de montaje de la estructura se elaborarán a partir de los planos de taller. En ellos deberá constar las plantas y alzados a una escala tal que puedan apreciarse las marcas de montaje identificadoras de cada elemento.

En los planos de montaje se indicarán los elementos y sus uniones así como cualquier tolerancia especial. Los planos correspondientes a la cimentación deben detallar la

posición y orientación de las placas base y de cualquier otro elemento en contacto directo con el hormigón.

Deberán constar las cotas de cada planta. En las placas base constarán el número, tipo, diámetro y posición de los pernos de anclaje, así como la holgura a rellenar con mortero de nivelación.

Cualquier elemento provisional, como arriostados, escaleras de obra o accesos temporales, deberá estar incluido en los planos de montaje.

Los planos de montaje deben indicar el peso y centro de gravedad de cualquier elemento o subconjunto estructural que supere 50 kN.

92.3.2 Marcado.

Los métodos de marcado cumplirán lo establecido en el apartado 91.3.1. En aquellos casos en los que no se deduzca su orientación o pueda inducir a error, provocando una inversión de esfuerzos en la pieza o subconjunto estructural, se deberá marcar la orientación en ellos (interior/exterior; arriba/abajo; superior/inferior; etc).

En producciones seriadas, con componentes idénticos en todos los aspectos, se puede repetir la marca de montaje.

92.3.3 Manipulación y almacenamiento en montaje.

La manipulación y almacenamiento en obra debe realizarse de manera que se minimice el riesgo de daño a los elementos. Se deberá prestar especial atención al eslingado en las operaciones de descarga e izado.

Deberán repararse los daños que pueda sufrir cualquier elemento que afecte a sus tolerancias, acabado de protección o a sus uniones.

La tornillería, elementos de fijación, cubrición y auxiliares deberán estar embalados e identificados adecuadamente.

92.3.4 Montaje de prueba.

En estructuras complejas, o bien cuando se desee asegurar un correcto y ajustado montaje en obra, el pliego de prescripciones técnicas particulares puede exigir la realización de montajes en blanco de acuerdo con el apartado 91.5. En el programa de montaje definitivo que se indica en el apartado 92.2.2, el constructor podrá incluir el montaje en blanco para evaluar el tiempo o duración de operaciones de montaje complicadas.

92.3.5 Métodos de montaje.

El montaje de la estructura se realizará de acuerdo con las indicaciones contenidas en el programa de montaje indicado en el apartado 92.2.2. A lo largo de todo el proceso deberá estar garantizada la resistencia y estabilidad de la obra.

En edificios es recomendable iniciar el montaje por núcleos rígidos que hagan intrasacional todo el conjunto, confiriendo estabilidad a las piezas que se montan posteriormente.

Los pernos de anclaje en base de pilares no empotrados no deben de considerarse eficaces para evitar el vuelco, a menos que se compruebe mediante cálculo.

Debe preverse el efecto de las cargas de ejecución, incluyendo peso de personal y equipo, durante el montaje, así como la acción del viento sobre la estructura no completa.

Los arriostamientos o rigidización provisional deberán mantenerse hasta que el montaje esté lo suficientemente avanzado, de modo que puedan ser retirados sin comprometer la seguridad.

Cabe la posibilidad en edificios o estructuras de gran altura que sea necesario liberar a los arriostamientos del efecto de las cargas gravitatorias a medida que avanza la construcción. En estos casos, que deben estar explícitamente indicados en el pliego de prescripciones técnicas particulares y consideradas en el cálculo de la estructura, podrá

procederse liberando cada vez únicamente un recuadro y recurriendo a otro arriostrado provisional alternativo si es necesario.

A las uniones de los elementos provisionales de montaje les es aplicable el pliego de prescripciones técnicas particulares. Dichas uniones deben realizarse de forma que no limiten ni la resistencia ni la capacidad de servicio de la estructura definitiva.

En caso de que el montaje implique la rodadura, u otro tipo de traslación de la estructura o de parte de ella, hasta su posición definitiva, deberán tomarse las medidas pertinentes para conseguir el frenado controlado de la misma y preferiblemente para poder actuar en el sentido de invertir la dirección del desplazamiento si es necesario.

Los anclajes provisionales deberán estar asegurados contra cualquier posible aflojamiento involuntario.

El constructor será responsable de que ninguna parte de la estructura sea sobretensionada o distorsionada por acopio de materiales o cargas de montaje a lo largo de la construcción.

92.3.6 Alineaciones.

Cada parte de la estructura debe quedar alineada, nivelada y ajustada tan pronto como sea posible una vez que haya sido montada; la ejecución de sus uniones debe realizarse inmediatamente después.

Si dichas uniones son definitivas, deberá asegurarse que su ejecución no compromete el ajuste, nivelación y aplomado de elementos posteriores.

En la alineación y ajuste de la estructura pueden emplearse tuercas de nivelación, cuñas y forros. Cuando exista riesgo de desplazamiento, las cuñas podrán soldarse, el material de las mismas será acero y el espesor mínimo será de 4 mm cuando se empleen en el exterior.

Cuando no sea posible corregir los errores de montaje o ajuste mediante cuñas en forma de calzos o forros, se deberá modificar adecuadamente la fabricación de los elementos, consignando los cambios introducidos en los planos de montaje.

Debe prestarse especial atención en no forzar el ajuste, si ello implica introducir esfuerzos en las barras no considerados en el cálculo de la estructura.

Para facilitar el montaje debe considerarse la posibilidad de disponer agujeros sobredimensionados o rasgados.

Artículo 93. *Fijación con elementos mecánicos.*

93.1 Generalidades.

En este Código se contemplan diferentes posibilidades en cuanto a disposiciones constructivas que permiten una ejecución razonable y acorde con los requisitos de calidad y seguridad de la estructura en cada caso concreto.

La ejecución de uniones mediante tornillos deberá tener en cuenta las características específicas del diseño cuyos requisitos se establecen en el Anejo 26 y las de los materiales utilizados que se contienen en el artículo 85. Por lo tanto los diámetros de agujeros, separaciones mutuas y a bordes, sistemas de apretado y estado de superficies entre otros datos, deben constar en el pliego de prescripciones técnicas particulares y es recomendable que además figuren en los planos.

El constructor debe reconocer la clasificación de las uniones atornilladas a realizar, de acuerdo con el Anejo 26, de modo que pueda elaborar los planos de taller con las disposiciones constructivas que permiten cumplir las hipótesis consideradas en el cálculo.

93.2 Situación y tamaño de los agujeros.

El diámetro de los agujeros en relación con el de los tornillos debe ser apropiado a los principios indicados en el apartado anterior. Para las placas base y de testa que alojan pernos de anclaje en hormigón, se aplican otras disposiciones no contempladas aquí.

Las holguras nominales, que sumadas al diámetro del tornillo proporcionan el del agujero, son:

- a) Agujeros redondos normales:
 - 1 mm para tornillos M12 y M14.
 - 2 mm para tornillos M16 a M24.
 - 3 mm para tornillos M27 y mayores.
- b) Agujeros redondos sobredimensionados en uniones resistentes por rozamiento:
 - 3 mm para tornillos M12 y M14.
 - 4 mm para tornillos M16 a M22.
 - 6 mm para tornillos M24.
 - 8 mm para tornillos M27 y mayores.
- c) Agujeros rasgados cortos, sentido longitudinal en uniones resistentes al deslizamiento normal:
 - 4 mm para tornillos M12 y M14.
 - 6 mm para tornillos M16 a M22.
 - 8 mm para tornillos M24.
 - 10 mm para tornillos M27 y mayores.

Para los agujeros rasgados, en el sentido corto, las holguras serán idénticas a las de agujero redondo.

Los tornillos calibrados se colocarán en agujeros con una holgura de 0,3 mm.

En las uniones resistentes al deslizamiento pueden disponerse holguras superiores a las indicadas en el sentido longitudinal siempre que no se supere en dos veces y medio el diámetro nominal del tornillo.

En uniones al exterior los agujeros rasgados deberán quedar cubiertos por tapajuntas o arandelas de dimensiones adecuadas cuyos agujeros serán de holgura normal.

Las distancias entre ejes de tornillos y de éstos a los bordes deberán cumplir con los valores mínimos establecidos en el proyecto y también con los máximos, especialmente si la unión ha sido concebida para permitir redistribución plástica de esfuerzos en tornillos y su capacidad está determinada por la resistencia a aplastamiento.

93.3 Utilización de tornillos.

A menos que figure explícitamente en el pliego de prescripciones técnicas particulares que se ha considerado el cortante en la parte roscada, la longitud de los tornillos se deberá determinar de manera que con la suma de espesores de chapas y arandelas el plano de cizalladura quede fuera de la parte roscada de la espiga.

No se podrán utilizar tornillos calibrados roscados hasta la cabeza.

Después del apriete, la espiga con rosca debe sobresalir de la tuerca al menos un filete. En los tornillos sin pretensado también debe quedar por lo menos un filete al otro extremo de la tuerca, es decir, dentro de la unión. En tornillos pretensados este último requisito será de cuatro filetes como mínimo.

Los tornillos no se soldarán a menos que se establezca un procedimiento cualificado de soldo según la norma UNE-EN ISO 15609-1 y conste explícitamente en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

93.4 Utilización de tuercas.

Las tuercas serán adecuadas al tipo de tornillo utilizado, especialmente en el caso de que sean pretensados de acuerdo con las tablas del artículo 85.

Deberán poder desplazarse sin dificultad sobre el tornillo previamente a su instalación. Su designación debe quedar accesible, de modo que la cara en que conste su identificación resulte visible para la posterior inspección.

En estructuras sometidas a vibraciones se tomarán medidas especiales para evitar la pérdida de la rosca y la eventual salida del tornillo. En este caso, los tornillos de eje vertical tendrán su cabeza en la parte superior de la unión. Las tuercas de tornillos sin pretensar deberán estar dotadas de contratuerzas u otro medio mecánico eficaz. En tornillos pretensados no es necesario utilizar contratuerzas.

Con respecto a la soldadura de tuercas, es de aplicación lo indicado para los tornillos en el apartado anterior.

93.5 Utilización de arandelas.

Independientemente de su calidad, los tornillos no pretensados no requieren el empleo de arandelas, a menos que se trate de superficies con recubrimientos de gran espesor, donde haya que evitar daños locales.

Mediante el uso de arandelas puede lograrse el requisito de mantener la parte roscada fuera del agujero en tornillos calibrados, o bien fuera del plano de cizalladura si así lo requiere el pliego de prescripciones técnicas particulares para tornillos no pretensados o pretensados.

En superficies inclinadas se utilizarán arandelas de espesor variable o en cuña en todos los casos.

Para tornillos pretensados es obligatorio el uso de arandelas tanto bajo cabeza del tornillo como bajo la tuerca. Las arandelas planas o achaflanadas a utilizar con tornillos pretensados deberán cumplir con las normas UNE-EN 14399-5 y UNE-EN 14399-6.

Si se emplean arandelas indicadoras del pretensado del tornillo, estas se instalarán con los resaltos en contacto con la parte que no gire en el apriete. En todo caso se observarán las instrucciones del fabricante, que deberán estar detalladas en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

93.6 Apretado de tornillos sin pretensar.

Los tornillos de uniones no pretensadas se apretarán hasta la condición de contacto ajustado de los componentes alrededor de la zona de cada tornillo. Es admisible que queden holguras locales de 2 mm separadas de la zona donde se disponen los tornillos. Para no superar ese límite es aconsejable proceder a un apretado progresivo de tornillos desde los más interiores hacia fuera.

No es necesario un valor de par de apriete determinado para lograr la condición de contacto ajustado; se considera que es el correspondiente al proporcionado por un operario utilizando una llave normal sin prolongador, equivalente al punto en que una llave neumática empieza a impactar.

Cuando se supere el límite de holgura de 2 mm o menos, si así lo indica el pliego de prescripciones técnicas particulares pueden interponerse cuñas o forros, o bien galgas en forma de peine abarcando a los tornillos.

En las uniones no pretensadas se pueden utilizar cualquiera de los tipos de tornillos indicados en el artículo 85.

93.7 Apretado de tornillos pretensados.

En las uniones con tornillos pretensados solamente se usarán los tipos 8.8 y 10.9, de acuerdo con el artículo 85. Estas uniones se consideran resistentes al deslizamiento y les son aplicables los requisitos del apartado correspondiente.

El huelgo máximo entre superficies de contacto está limitado a 1 mm. En los casos en los que dicho huelgo supere ese valor y no alcance uno superior a 2 mm en ambientes corrosivos y 4 mm en ambientes interiores, cabe la posibilidad de utilizar el sistema de ajuste a base de forros.

El pretensado de los tornillos se iniciará una vez obtenida la condición de contacto ajustado y se realizará de forma ordenada y progresiva. Salvo indicación contraria del pliego de prescripciones técnicas particulares, se considera que el esfuerzo de pretensado

que debe obtenerse en la espiga del tornillo es el 70 % de la resistencia a tracción del tornillo f_{ub} multiplicada por el área resistente A_s :

$$N_0 = 0,7f_{ub} A_s$$

Tabla 93.7 Esfuerzo de pretensado mínimo, N_0 (kN)

Diámetro del tornillo (mm)								
	12	16	20	22	24	27	30	36
Tipo de tornillo 8.8.	47	88	137	170	198	257	314	458
Tipo de tornillo 10.9.	59	110	172	212	247	321	393	572

Este esfuerzo de pretensado puede obtenerse con uno de los siguientes métodos:

- Llave dinamométrica.
- Arandela con indicación directa de tensión.
- Método combinado.

El constructor, como responsable de aplicar, y asegurar, la tensión de apriete en los tornillos deberá:

- elaborar un procedimiento cualificado para el apriete de las diferentes uniones atornilladas pretensadas de la obra,
- realizar la campaña de ensayos previos para asegurar la calibración de los citados procedimientos cualificados de apriete,
 - implantar un procedimiento de ejecución de las uniones, con una metodología de obligado cumplimiento, clara y precisa de las tareas y requisitos a respetar por los operarios y equipos responsables del apriete de las uniones, así como de la documentación exigida a dicho proceso,
 - elaborar y llevar a cabo el control de la ejecución de dichas uniones, cuyo desarrollo deberá minimizar la afección a los ritmos y secuencias de fabricación y montaje de la estructura.

Solo son válidos aquellos procedimientos de apriete cualificados a través de ensayos de calibración realizados en condiciones estrictamente idénticas a las que se vayan a dar, en obra o taller, en el apriete de las uniones a las que sean de aplicación.

Se deberán implementar procedimientos cualificados de apriete para cada tipo de unión, entendiendo como tal aquél en el que varía alguna de las siguientes circunstancias:

- fabricante o suministrador,
- diámetro o tipo de tornillo,
- tipo de tuerca,
- tipo de arandela,
- número, tipo, ubicación y posición relativa de las diferentes arandelas (normales, DTI, etc.),
- tipo de agujero (estándar, rasgados, sobredimensionados, etc.),
- clase, tipo o suministrador del lubricante,
- estado de las superficies de los elementos a apretar o de su lubricación,
- tipo de llave o sistema de apretado a utilizar,
- secuencia de apriete a aplicar,
- condiciones de ejecución, en taller u obra.

La dirección facultativa podrá fijar las condiciones y requisitos que entiende aconsejables para evitar la necesidad de multiplicar el número de procedimientos cualificados a aplicar.

Las llaves de apriete serán calibradas. La documentación de su calibración será exigida antes de iniciarse el proceso de apriete estableciéndose asimismo al comienzo la frecuencia y el procedimiento a aplicar para las sucesivas calibraciones que fuera necesario realizar durante el plazo de la obra. Se utilizará siempre el mismo tipo de llaves que aquellas usadas en los ensayos de comprobación del procedimiento de apriete, en obra o taller.

93.7.1 Método de la llave dinamométrica.

El par torsor aplicado a los tornillos induce un esfuerzo de pretensado en la espiga del tornillo que depende del diámetro del mismo y de un coeficiente que resume las características del rozamiento entre los componentes de la parte que gira.

Las llaves dinamométricas tendrán una precisión que evite un error superior al 4 % en la aplicación del par torsor. Deberán ser verificadas diariamente a lo largo del montaje.

Con un estado de suministro de tuerca y tornillo ligeramente engrasados el par torsor vale orientativamente:

$$M_t = 0,18 d N_0$$

El par torsor será el recomendado por el fabricante del conjunto tornillo y tuerca, de acuerdo con la clasificación que establece la norma UNE-EN 14399-1. Será aplicado sin modificar las condiciones de suministro.

Si no se dispone de tal recomendación, se procederá siguiendo uno de los dos procedimientos siguientes:

- a) El par torsor se determinará a partir de los denominados valores k , indicados por el fabricante, aplicando las fórmulas del apartado 8.5.2 de la norma UNE-EN 1090-2.
- b) El par torsor se determinará mediante ensayo según el Anexo H de la norma UNE-EN 1090-2.

Para asegurar que se obtiene el esfuerzo N_0 se procederá, a partir de la condición de contacto ajustado con una apriete progresivo con un mínimo de dos fases:

- Aplicación del 75 % de M_t .
- Apriete hasta completar un 110 % de M_t .

No es aconsejable sobrepasar ese valor, ya que si el rozamiento en la rosca es inferior al indicado, se puede propiciar la rotura del tornillo.

Se puede utilizar un valor del par torsor obtenido mediante ensayo según la norma UNE-EN 14399-2.

93.7.2 Método de la arandela con indicación directa de tensión.

Este método consiste en utilizar arandelas especiales, de acuerdo con la norma UNE-EN 14399-9, que se disponen bajo la parte fija. Cuando se aplica un giro a la parte opuesta se induce un esfuerzo de pretensado en la espiga del tornillo que actúa sobre unos resalte o protuberancias existentes en la arandela. Al alcanzar el valor prescrito dichos resalte se chafan y se produce el contacto directo contra la tuerca o cabeza del tornillo, eliminándose la holgura que ocupaban.

93.7.3 Método combinado.

A partir de la condición de contacto ajustado se aplica un 75 % del par torsor. Seguidamente se procede a marcar la posición de las tuercas y se aplica un giro complementario dado de acuerdo con ensayos previos, realizados según la norma UNE-EN 14399-2.

Para uniones con superficies planas, puede utilizarse la siguiente tabla en función del espesor total, incluyendo arandelas y forros, en relación al diámetro del tornillo.

Tabla 93.7.3 Giro complementario en función del espesor de la unión

Espesor de la unión	Giro complementario
$t < 2d$	60 grados
$2d < t < 6d$	90 grados
$6d < t < 10d$	120 grados

93.8 Superficies de contacto en uniones resistentes al deslizamiento.

En este tipo de uniones, el pretensado de los tornillos implica un estado de compresión de las superficies unidas que, afectado por el coeficiente de rozamiento entre las mismas, se opone al deslizamiento relativo mutuo. El estado final de esas superficies determina su coeficiente de rozamiento.

En el pliego de prescripciones técnicas particulares debe indicarse cuál es la clase de superficie a obtener, especialmente si en el diseño se utilizan valores altos del coeficiente de rozamiento. Las superficies deben estar limpias y exentas de grasa. No es aceptable la limpieza con soplete.

En la tabla 93.8 se indican los tratamientos superficiales y el coeficiente de rozamiento respectivo. En los dos primeros casos el chorreado o granallado implica que debe obtenerse el grado Sa 2 ½ según la norma UNE-EN ISO 8504-1.

En el caso de que las superficies de contacto no hayan sido protegidas por una imprimación en taller y se difiera el montaje de las mismas, debe eliminarse la incipiente oxidación, o cualquier otra contaminación, mediante un cepillo de púas de acero suave.

Tabla 93.8 Valores del coeficiente de rozamiento en función del tratamiento superficial

Clase	Tratamiento	Coeficiente μ
A	A1 - Chorreado o granallado sin picaduras de corrosión.	0,50
	A2 - Chorreado o granallado y metalizado por pulverización con aluminio.	0,50
	A3 - Chorreado o granallado metalizados por pulverización a base de zinc, con ensayo de deslizamiento.	0,50
B	Chorreado o granallado con imprimación de pintura de silicato alcalino de zinc hasta un espesor de 80 micras.	0,40
C	Limpieza por cepillado o flameo con eliminación de toda la cascarilla o herrumbre.	0,30
D	Sin tratamiento.	0,20

En el caso de superficies de contacto de acero galvanizado con tratamiento superficial de cepillado con cepillo de alambre se considerará clase C. Las superficies galvanizadas sin tratamiento son de clase D.

En casos no contemplados en esta tabla, o para afinar el diseño se puede recurrir a la determinación mediante ensayo, siguiendo las directrices del Anexo G de la norma UNE-EN 1090-2.

93.9 Fijaciones especiales.

Dentro de este apartado se incluyen los elementos de unión de estructura de acero a hormigón en sus tres modalidades:

- Pernos embebidos en hormigón.
- Pernos anclados en taladros rellenos de mortero.
- Pernos anclados mecánicamente, tipo expansión o cuña.

Además de cumplir los requisitos propios de anclaje por adherencia o forma, deberán satisfacer todos los requisitos propios de tornillos de este Código, de acuerdo con su material y montaje, excepto los que hacen referencia a diámetros de agujeros.

Otros sistemas o métodos de unión no contemplados en este Código se podrán utilizar si así figura en el pliego de prescripciones técnicas particulares, cuando se disponga de suficiente experiencia y estén amparados por otras normas, y siempre bajo la responsabilidad del autor del proyecto o la dirección facultativa.

93.10 Utilización de tipos especiales de tornillos.

93.10.1 Tornillos de cabeza avellanada.

Los tornillos de cabeza avellanada deben quedar con la misma enrasada con la superficie de la chapa más exterior. Pueden utilizarse pretensados o sin pretensar y les son aplicables todos los apartados anteriores.

Las dimensiones del avellanado y sus tolerancias deben ser detalladas en cada caso. La profundidad del avellanado será 2 mm menor que el espesor nominal de la chapa externa.

En caso de que esta operación afecte a más de dos chapas, aquélla deberá ser ejecutada con ambas firmemente unidas.

93.10.2 Tornillos calibrados y bulones.

Los tornillos calibrados y los bulones o pasadores en rótulas o articulaciones se consideran tipos especiales de tornillos en este Código.

Sus características mecánicas deben cumplir el apartado 85.2 y su tolerancia será la correspondiente a clase H13 de la norma UNE-EN ISO 286-2 para la espiga.

Los agujeros se ejecutarán con un pretaladro de 3 mm menos y escariados a diámetro definitivo cuando se realicen in situ. Si se trata de una unión con varias chapas estas deben ser escariadas de forma simultánea con una firme sujeción durante la operación. El escariado debe realizarse con un husillo fijo.

La tolerancia para tornillos calibrados y bulones en agujeros será de clase H11 según la norma UNE-EN 286-2 (ISO 286-2). Si un bulón o pasador no requiere la condición de calibrado, se le aplicará la holgura definida en el apartado 93.2.

La rosca no quedará incluida en el interior de la unión en el caso de tornillos calibrados. En los bulones o pasadores no es obligatorio este requisito pero se evitará que exista zona roscada en los planos de cizalladura.

La instalación se realizará con un ligero golpeo y sin dañar la rosca.

93.10.3 Tornillos de inyección.

Los tornillos de inyección son tipos especiales de tornillos que disponen de una perforación en cabeza por donde se inyecta resina para llenar toda la holgura existente entre su espiga y el agujero.

Son adecuados para sustituir roblones u otros tornillos sin modificar el agujero existente. Con la inyección de resina se proporciona resistencia al aplastamiento. Pueden ser utilizados pretensados o no.

Su utilización será conforme a lo establecido en el Anexo J de la norma UNE-EN 1090-2.

Artículo 94. Soldadura.

94.1 Introducción.

Los requisitos de calidad para el soldeo que se han de aplicar en cada clase de ejecución según la norma UNE-EN ISO 3834 serán los recogidos en la tabla 94.1.

Tabla 94.1 Requisitos de calidad para el soldeo en función de la clase de ejecución

Clase de ejecución 1.	Parte 4, requisitos elementales.
Clase de ejecución 2.	Parte 3, requisitos estándar.
Clases de ejecución 3 y 4.	Parte 2, requisitos completos.

94.2 Plan de soldadura.

El constructor dispondrá de un plan de soldadura aplicable a los aceros definidos en el capítulo 18 de este Código que incluirá precauciones adecuadas frente al riesgo de desgarro laminar en caso de que se transmitan tensiones de tracción en el sentido perpendicular al espesor del material.

Para la elaboración del plan de soldadura se deberá tener en consideración la parte aplicable de la norma UNE-EN ISO 3834 tal y como se muestra en la tabla del Anexo A de la parte 1 de dicha norma.

A modo de ejemplo, para las clases de ejecución 3 y 4, el plan de soldadura debería incluir al menos los aspectos siguientes:

- Detalle de la unión.
- Tamaño y tipo de la unión.
- Referencias a las especificaciones del procedimiento de soldadura (WPS).
- Secuencia de soldeo, limitaciones a la soldadura discontinua o comprobaciones intermedias.
 - Detalle de la unión de fijaciones provisionales.
 - Detalle de elementos auxiliares para utilizar en inicios y finales de soldaduras.
 - Condiciones ambientales (por ejemplo protección contra el viento y/o la lluvia).
 - Disposiciones frente a desgarro laminar.
 - Disposiciones referentes a precalentamientos o postcalentamientos, si aplican, de carácter general (prevaleciendo sobre las temperaturas reflejadas en los WPS cuando estas sean inferiores).
 - Referencia al plan de inspección y ensayos.
 - Asignación del personal cualificado o sistema de cualificación del personal.
 - Todos los requisitos para identificación de soldaduras.

94.3 Proceso de soldeo.

Todo proceso de soldeo a aplicar deberá estar incluido en la norma UNE-EN ISO 4063.

Cualquier otro proceso de soldeo debe constar explícitamente en el pliego de prescripciones técnicas particulares y ser aprobado por la dirección facultativa.

94.4 Cualificación del procedimiento de soldadura.

94.4.1 Procedimiento de soldeo.

El soldeo debe realizarse con procedimientos cualificados utilizando una especificación del procedimiento de soldeo (WPS) de acuerdo con la parte correspondiente de las normas UNE-EN ISO 15609 o UNE-EN ISO 14555, según proceda.

En el caso de chapas con imprimación, la cualificación debe realizarse con el mayor espesor de capa aceptado.

La cualificación de procedimientos para el soldeo de espárragos se deberá realizar con la norma UNE-EN ISO 14555.

94.4.2 Cualificación de soldadores y operadores de soldeo.

Los soldadores y operadores de soldeo deberán estar cualificados para las uniones que realicen, según la norma UNE-EN ISO 9606-1 o UNE-EN ISO 14732 respectivamente. Para los operadores de soldeo que aplican el proceso de soldeo 78 (soldeo de espárragos)

solo se permite los métodos de cualificación descritos en los apartados 4.2.1 y 4.2.2 de la norma UNE-EN ISO 14732.

La documentación acreditativa de la cualificación de los soldadores deberá archivarse y quedar disponible para verificación. La susodicha cualificación acorde con UNE-EN ISO 9606-1 para soldadores, o según UNE-EN ISO 14732 para operadores de soldeo, deberá estar certificada por un organismo con garantías suficientes a juicio de la dirección facultativa. Los registros de los ensayos realizados en aplicación de la norma correspondiente para la cualificación de soldadores, deberán estar a disposición de la dirección facultativa o persona por ella designada, como es el coordinador de soldadura.

94.4.3 Coordinación del soldeo.

Para asegurar que se dedica una atención apropiada al proceso de soldeo, deberá contarse con un especialista, denominado coordinador de soldeo, mientras duren las actividades relacionadas con el mismo, en las estructuras correspondientes a clases 4, 3 y 2.

El coordinador de soldeo debe tener capacitación profesional y experiencia acorde con el proceso de soldeo del que es responsable, según indica la norma UNE-EN ISO 14731.

94.5 Preparación y ejecución de la soldadura.

94.5.1 Preparación de bordes.

La preparación de bordes de las piezas a unir con soldadura a tope tiene por objeto asegurar la penetración, parcial o completa, adaptándose a las diferentes condiciones de tipo técnico y económico existentes en cada caso concreto. La superficie de las piezas y los bordes propiamente dichos estarán exentos de fisuras y entalladuras visibles.

En soldaduras de ángulo, la distancia entre elementos a unir deberá considerarse para la aplicación del correspondiente procedimiento de soldeo y el cálculo del espesor de garganta existente.

Las superficies a soldar estarán secas y libres de cualquier material que pueda afectar negativamente a la calidad de la soldadura. La imprimación puede admitirse si el procedimiento de soldeo ha sido cualificado con ella.

La preparación de bordes forma parte del procedimiento de soldeo. La elección del tipo adecuado es responsabilidad del coordinador de soldeo. En la norma UNE-EN ISO 9692-1 se indican los tipos más recomendables para varios procedimientos.

Las desviaciones de forma y ajuste entre caras deben ser inferiores a las admisibles indicadas en el procedimiento de soldeo particular. Cualquier corrección de defecto debido a entalladura o error en la geometría de la junta mediante recargue de soldadura debe estar soportado por un procedimiento de soldeo. En todo caso, la zona afectada debe ser amolada, quedando su superficie lisa y enrasada con el resto de la pieza. En clases de ejecución 3 y 4 se debe amolar siempre la superficie de corte.

94.5.2 Almacenamiento de consumibles.

El material de aportación, electrodos o hilo deberá ser almacenado y manipulado de acuerdo con las instrucciones del fabricante, especialmente los de revestimiento básico susceptibles de deterioro por la humedad. Cualquier defecto o daño en forma de fisuración o descamación del revestimiento de oxidación del hilo implicará el rechazo. La norma UNE-EN ISO 3834 incluye un punto en el que desarrolla la actividad de almacenamiento de consumibles y material base.

94.5.3 Protección contra la intemperie.

Tanto las piezas a soldar como el soldador deberán estar protegidos del viento, nieve y lluvia, especialmente cuando el proceso de soldeo se realice con protección de gas. En general, es recomendable que todas las actividades de soldadura se lleven a cabo en taller. Las superficies a soldar deben mantenerse secas y libres de condensación.

Se adoptarán medidas adecuadas que permitan la realización de soldaduras en condiciones similares a las soldaduras de taller cuando las mismas se realicen en campo.

94.5.4 Montaje para el soldeo.

Las piezas a soldar deberán estar alineadas y correctamente posicionadas manteniendo su inmovilidad durante el soldeo. Para ello pueden utilizarse soldaduras de punteo entre ellas o bien dispositivos externos, tales como plantillas o gálibos de armados con medios adecuados de fijación.

Se deberá tener en cuenta la contracción longitudinal y transversal que experimentan las soldaduras durante el enfriamiento. A tal fin, la citada posición relativa inicial entre piezas debe ser tal, que el resultado final cumpla con las tolerancias dimensionales del Anejo 16. En todo caso puede recurrirse al enderezado que se indica en el apartado 94.5.13.

Para la fijación durante el montaje, debe evitarse la unión a los gálibos de armado u otras piezas exteriores mediante soldadura de punteo, ya que puede dar lugar a tensiones residuales por deformación coartada durante el enfriamiento. No deben realizarse soldaduras adicionales, taladros o rebajes que no estén definidos en los planos.

El hecho de hacer compatible las tolerancias dimensionales con el plan de soldeo de conjuntos de elementos puede obligar a establecer secuencias de ejecución, en las que algunas barras de arriostrados o secundarias sean montadas en último lugar.

94.5.5 Precalentamiento.

El precalentamiento de las superficies de los elementos a unir tiene por objeto modificar el tiempo de enfriamiento, de modo que se reduzca la probabilidad de formación de componentes frágiles en el material de aportación y en la zona afectada por el calor del material base. El precalentamiento puede resultar necesario con grandes espesores o con aceros de alto contenido de carbono equivalente. En todo caso, deberá constar como parte del plan de soldeo, si así se requiere. Su definición será responsabilidad del coordinador de soldeo y la temperatura será, como mínimo, la especificada en el procedimiento de soldeo.

La extensión de la temperatura predeterminada para el precalentamiento alcanzará por lo menos 75 mm a cada lado de los elementos a unir. La temperatura de precalentamiento deberá ser medida a 75 mm del borde del bisel o junta de chapas (para el caso de las uniones en ángulo).

El precalentamiento deberá realizarse de modo que se garantice la efectividad del mismo, considerándose efectividad a alcanzar una temperatura homogénea en todo el espesor de la chapa y en la franja de 75 mm a cada lado de la misma.

Se deberá precalentar utilizando métodos que no focalicen excesivo calor en un punto concreto. Esto es, se utilizarán bocas de oxigas aptas para la aplicación, mantas térmicas, los denominados tubos de propano (mecheros). No se deberán utilizar sopletes diseñados para realizar el corte térmico (oxicorte), ni lanzas térmicas diseñadas para su empleo en el enderezado de chapas.

Las soldaduras de punteo, en uniones que requieran precalentamiento, también deberán ser precalentadas. Asimismo se debe considerar la conveniencia del precalentamiento en el caso de elementos de espesores muy diferentes entre sí.

El método a emplear para el cálculo de la temperatura de precalentamiento deberá detallarse en el plan de soldadura.

La norma de homologación del procedimiento de soldadura UNE-EN ISO 15614-1, establece unos valores máximos admisibles de dureza HV10, en función del tipo de acero y su estado de suministro, para la aceptación del test de dureza en una homologación. Se deberá seguir el criterio de dicha norma a la hora de aceptar una soldadura, en el caso en el que se inspeccione el valor de dureza de la misma o de su ZAT (Zona Afectada Térmicamente). Para ello se recomienda realizar una inspección por el método Brinell, ya que el tamaño de la bola de indentación absorbe las pequeñas irregularidades superficiales

o faltas de planeidad de la propia chapa, típicos de un proceso de soldeo. Podrá utilizarse posteriormente la conversión de durezas según tablas a HV10.

En algunos procesos, como el 783 «Soldadura de espárragos por arco inducido con férula cerámica o gas de protección» y el 784 «Soldeo de espárragos por arco inducido de ciclo corto» de la norma UNE-EN ISO 4063, puede superarse ese valor, si así se hace constar en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

94.5.6 Uniones temporales.

Si por facilidad constructiva o de montaje es necesario recurrir a uniones provisionales mediante soldaduras de punteo, estas se situarán de modo que puedan ser eliminadas posteriormente sin dañar a la pieza definitiva.

Todas las soldaduras de uniones provisionales, se ejecutarán de acuerdo con instrucciones específicas. En el caso de que deban ser eliminadas mediante corte o cincelado, la superficie del metal base debe quedar lisa por amolado.

Una vez eliminadas las uniones provisionales deberá procederse a la inspección de las zonas afectadas para garantizar la inexistencia de defectos.

Esta última precaución será especialmente necesaria en el caso de estructuras sometidas a cargas de fatiga. En este caso es obligatoria la eliminación de las uniones provisionales en estructuras de clase 4 y 3.

94.5.7 Soldaduras de punteo.

Como medio de fijación de elementos entre sí para mantener la posición durante el soldeo se pueden utilizar este tipo de soldaduras. La longitud mínima debe ser el menor valor entre cuatro veces el espesor de la parte más gruesa y 50 mm.

94.5.8 Soldaduras en ángulo.

En procesos automáticos, las condiciones de ejecución de estas soldaduras estarán contempladas en el procedimiento de soldeo. Si fuesen a formar parte de una soldadura definitiva, su forma será la apropiada para tal fin. En los procedimientos manuales, los soldadores que ejecuten este tipo de soldaduras también deberán estar cualificados según se indica en el apartado 94.4.2 para Soldaduras en ángulo.

Los elementos a unir mediante cordones de soldadura en ángulo han de estar en contacto lo más estrecho posible.

El espesor de garganta y la longitud del cordón no deberán ser inferiores a los indicados en el proyecto, teniendo en cuenta el uso de electrodos de gran penetración o el caso de penetración parcial, según sea el detalle indicado.

94.5.9 Soldaduras a tope.

94.5.9.1 Generalidades.

El acabado de la superficie de cordones de soldaduras a tope debe ser tal que garantice una soldadura sana en ausencia de concavidad y convexidad tal y como se indica en la norma UNE-EN ISO 5817. Los niveles de calidad de la soldadura son los recogidos en el apartado 94.6.

El coordinador de soldeo debe indicar cuándo es necesario recurrir a piezas adicionales de prolongación del cordón para garantizar que en el extremo exterior de un cordón se mantiene el espesor de garganta, evitando los cráteres producidos por el cebado y el corte de acero. Estas piezas adicionales se pueden utilizar para eventuales ensayos destructivos.

Una vez ejecutadas las soldaduras, tanto las piezas adicionales de prolongación como cualquier otro elemento complementario serán eliminadas.

Si se requiere una superficie lisa, deberá eliminarse cualquier sobre-espesor o bombeo en el acabado de la superficie de los cordones a tope. Esto puede resultar necesario por motivos estéticos o para atenuar el efecto de cargas de fatiga.

94.5.9.2 Soldaduras por un solo lado.

Las soldaduras de penetración completa por una sola cara pueden realizarse indistintamente con o sin chapa dorsal (chapa de respaldo). La susodicha chapa dorsal puede consistir en una placa de respaldo permanente solo en caso de que el pliego de prescripciones técnicas particulares así lo permita y los requisitos correspondientes consten en el proceso de soldadura homologado al efecto.

La chapa dorsal debe estar fijada estrechamente al metal base y debe ser continua a lo largo del cordón de soldadura. En el caso de que la chapa dorsal sea de cobre, deberá quitarse al final de la soldadura, teniendo la precaución a lo largo de la misma de no cavar el arco en ella para que no se produzcan inclusiones de cobre que puedan inducir fisuras.

Las soldaduras con solo una cara accesible realizadas con chapa dorsal tienen el inconveniente de que pueden producirse efectos de entalladura en la zona de la raíz por lo que no son aptas para cargas de fatiga. Aunque el soldeo se efectúe por una sola cara, como en las preparaciones de borde en V y U, es recomendable depositar un cordón dorsal de raíz (cordón de respaldo) previo saneado de la misma.

94.5.9.3 Toma de raíz.

En todas las soldaduras a tope en clases de ejecución 4 y 3 de penetración completa con caras accesibles se deberá sanear la raíz antes de depositar el cordón de cierre o el primer cordón de la cara dorsal. Este saneado se podrá realizar utilizando el ranurado por arco-aire/soplete, con el posterior esmerilado, o burilado con útiles redondeados y esmerilado.

Deberá practicarse hasta la suficiente profundidad para garantizar la penetración dentro del metal sano de aportación depositado previamente. El saneado debe conseguir un contorno en forma de U, con sus caras fácilmente accesibles para el cordón de toma de raíz.

94.5.10 Soldaduras de ranura.

Las soldaduras de ranura se utilizan para unir chapas mediante cordones en ángulo depositados en los bordes de ojales practicados en la más exterior. La disposición y dimensiones de dichos ojales deberán figurar en los planos del proyecto.

La forma de las ranuras puede ser cuadrada, ovalada o circular. El ancho recomendable no debe ser superior a dos veces el espesor de la chapa, ni superior a siete veces dicho espesor, con la limitación razonable en cuanto a número de ojales, separaciones mutuas y a los bordes que permita una fácil ejecución de la soldadura.

No es recomendable utilizar este tipo de unión en estructuras sometidas a cargas dinámicas o de fatiga (clases 4 y 3).

A menos que lo indique explícitamente el pliego de prescripciones técnicas particulares, no debe rellenarse con soldadura todo el hueco libre después de realizado el cordón en ángulo del contorno. Este tipo de remate, denominado soldadura de tapón, es si cabe más perjudicial frente a cargas dinámicas o de fatiga, y solamente debe realizarse previa inspección del cordón en ángulo del contorno.

94.5.11 Soldadura de conectadores.

Los conectadores (espárragos) cumplirán la norma UNE-EN ISO 13918 y se situarán en zonas libres de herrumbre, cascarilla de laminación y grasa, y en caso de que la superficie esté pintada, se levantará y eliminará completamente, a menos que el procedimiento de soldeo haya sido cualificado con ese sistema de protección particular.

Los conectadores pueden soldarse a través de chapa perfilada de acero conformada en frío en las vigas, cumpliendo los siguientes requisitos:

- Las chapas perfiladas no galvanizadas tendrán un espesor nominal inferior a 1,5 mm.
- Las chapas perfiladas galvanizadas tendrán un espesor nominal inferior a 1,25 mm y un espesor nominal de galvanizado en cada cara no superior a 30 micras.

- Las zonas donde se suelden los conectadores, incluso bajo chapas perfiladas y entre ellas, deben estar secas y libres de eventuales condensaciones.
- Las chapas deben estar en un contacto lo más estrecho posible con las vigas en el momento del soldeo. El procedimiento de soldeo deberá estar cualificado para una holgura límite máxima. No son aceptables holguras que superen 2 mm en ningún caso.
- A menos que el procedimiento de soldeo contemple esa opción no se aceptará practicar la soldadura en zonas de solape de chapas o afectando al borde de una de ellas.
- Los conectadores se situarán concentrados en el seno de una chapa o bien alternativamente a cada lado, si en el centro del seno discurre un pequeño nervio rigidizador.

94.5.12 Tratamiento post-soldadura.

En estructuras sometidas a cargas de fatiga puede resultar ventajoso aplicar procedimientos de atenuación de tensiones residuales mediante tratamientos térmicos. En caso de que el pliego de prescripciones técnicas particulares prescriba este tratamiento, el mismo deberá estar contemplado en el plan de soldadura.

En cualquier caso, la cualificación de la especificación del proceso de soldadura (WPS) deberá realizarse con tratamiento post-soldadura (PWHT) y se seguirán los rangos establecidos en la norma de cualificación en lo referente a temperaturas.

El post calentamiento, en caso de aplicarse al objeto de facilitar la difusión de hidrógeno, no se considera tratamiento post-soldadura (PWHT).

94.5.13 Enderezado.

Para cumplir con las tolerancias o por motivos estéticos, puede recurrirse a corregir las distorsiones, tanto en frío mediante prensa o máquinas de rodillo, como en caliente con llama por medio de aplicación local de calor. En este caso, se deberá establecer previamente la temperatura máxima que alcanzará el acero y el procedimiento de enfriamiento.

94.5.14 Limpieza y saneado en la ejecución de soldaduras.

Debe evitarse la proyección de chispas erráticas por cebado del arco y, en caso de que se produzca, en las clases 4 y 3 se debe amolar la superficie afectada e inspeccionarla. Asimismo, deberá evitarse la proyección y salpicaduras de soldadura y eliminarlas en caso de que se produzcan. En cada pasada deben eliminarse la escoria y los defectos que se aprecien en la superficie antes de proceder a la siguiente.

En el plan de soldeo se debe contemplar cómo proceder para reparar soldaduras defectuosas y el rectificado y amolado de acabado superficial de las soldaduras.

94.6 Criterios de aceptación de soldaduras.

Los elementos constituidos por soldaduras deben cumplir los requisitos de tolerancias indicados en el Anejo 16.

A menos que el pliego de prescripciones técnicas particulares indique otra cosa, los criterios de aceptación de soldaduras se basarán en la norma UNE-EN ISO 5817. Los niveles de calidad de dicha norma son D (moderado), C (intermedio) y B (elevado) y dependen de la gravedad y extensión de los defectos detectados. Para cada clase de ejecución se establecen los siguientes niveles, recogidos en la tabla 94.6.a.

Tabla 94.6.a Niveles de calidad de las soldaduras para las diferentes clases de ejecución

Clase 1.	Nivel D.
Clase 2.	Nivel C, en general, y nivel D para los defectos de mordedura (5.011, 5.012), solapamiento (506), cebado del arco (601) y rechuve de cráter abierto (2.025).

Clase 3.	Nivel B.
Clase 4.	Nivel B y requisitos complementarios (B+).

Los requisitos complementarios para la clase 4 de ejecución se indican en la tabla 94.6.b; se deben al hecho de que para esta clase de ejecución es necesario tener en cuenta aspectos relacionados con la fatiga. Para tableros de puente debe aplicarse además un conjunto de requisitos más severos.

Tabla 94.6.b Requisitos complementarios para la clase de ejecución 4

Tipo de defecto	Límite del defecto
Mordedura (5011 y 5012) ⁽¹⁾	No permitido
Exceso de sobrespesor (502) ⁽¹⁾	< 2 mm
Ángulo de sobrespesor (505) ⁽¹⁾	< 165º
Poro interno o sopladura (2011 a 2014) ⁽¹⁾	<0,1 del espesor de garganta; máx. 2 mm
Inclusión sólida (300) ⁽¹⁾	Ancho inferior a 0,1 del espesor de garganta; máx. 1 mm Largo inferior al espesor de garganta; máx. 10 mm
Falta de alineación (507) ⁽¹⁾	< 0,05 t; máx. 2 mm
Rechupe de raíz (515) ⁽¹⁾	No permitido

⁽¹⁾ Número de referencia según la norma UNE-EN ISO 6520-1. Clasificación de las imperfecciones geométricas en las soldaduras de materiales metálicos Parte 1: Soldeo por fusión.

Tabla 94.6.c Requisitos adicionales para tableros de puente^{a, b}

Porosidad y sopladuras (2011, 2012 y 2014) ⁽¹⁾	Solo aceptables pequeños poros aislados
Sopladuras agrupadas (2013) ⁽¹⁾	Suma máxima de poros: 2 %
Sopladuras alargadas y sopladuras vermiculares (2015 y 2016) ⁽¹⁾	Sin poros largos
Abertura de raíz incorrecta para soldaduras en ángulo (617) ⁽¹⁾	Soldaduras transversales a ensayar totalmente, aceptables los pequeños rechupes de raíz solo localmente $h \leq 0,3 \text{ mm}$, $+ 0,1 a$, pero máx. 1 mm
Discontinuidades múltiples en una sección transversal (n.º 4.1)	Prohibidas
Inclusiones sólidas (300) ⁽¹⁾	Prohibidas

^a Los símbolos se definen en la norma UNE-EN ISO 5817.

^b Estos requisitos son adicionales para B+.

⁽¹⁾ Número de referencia según la norma UNE-EN ISO 6520-1. Clasificación de las imperfecciones geométricas en las soldaduras de materiales metálicos. Parte 1: Soldeo por fusión.

En el caso de que se supere alguna de las anteriores limitaciones, se deberá proceder a una evaluación particular. Se tendrá en cuenta la función y nivel tensional del elemento afectado y las características del defecto (tipo, tamaño, situación) para decidir si la soldadura puede ser aceptada o bien hay que proceder a su reparación. Puede recurrirse a una evaluación mediante cálculo para juzgar la aceptación de un defecto.

Artículo 95. Tratamientos de protección.**95.1 Generalidades.**

Este artículo se aplicará tanto a las estructuras tratadas en taller como en obra. El pliego de prescripciones técnicas particulares debe definir el sistema de protección contra la corrosión y los requisitos adicionales para obtener unas condiciones de servicio acordes con la vida útil de la estructura y el plan de mantenimiento, de acuerdo con los criterios establecidos en el artículo 24, teniendo en cuenta la clase de exposición (apartado 80.1) y grado de exposición de los diferentes componentes. El diseño en cuanto a tipo de elementos y detalle de uniones debe evitar zonas donde pueda depositarse humedad y suciedad, tanto en elementos interiores como en aquellos directamente expuestos al exterior.

Se deberá cuidar especialmente el drenaje de las cubiertas y fachadas, de modo que la estructura quede lo más protegida posible.

Deberá considerarse conjuntamente el tratamiento de protección frente a incendio, ya que los requisitos del mismo pueden determinar un grado de defensa frente a la corrosión muy superior al estrictamente necesario, especialmente en el caso de pinturas intumescentes y morteros proyectados.

95.2 Preparación de las superficies.

La superficie de los elementos se limpiará y preparará de forma adecuada al tratamiento de protección correspondiente. En principio, deben eliminarse la suciedad, cascarilla de laminación, restos de escoria de soldaduras y también la grasa y la humedad superficial. Si existieran revestimientos anteriores, deben ser igualmente eliminados.

Las normas aplicables son las normas UNE-EN ISO 8504-1 y UNE-EN ISO 8504-2 para el chorreado y la norma UNE-EN ISO 8504-3 para la limpieza mecánica y manual.

Los métodos de preparación deberán obtener el grado de rugosidad definido en el pliego, de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 8503, partes 1 a 5. Las instalaciones de chorreado fijas deberán inspeccionarse periódicamente. Para facilitar la inspección, es necesario conocer el estado inicial de la superficie de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 8501-1.

La preparación de las superficies en obra debe ser realizada en condiciones ambientales tales que no perjudiquen la calidad del acabado. Por tanto, no se realizarán en tiempo lluvioso, ni con humedad superior al 85 %, ni con temperaturas bajas que puedan producir condensaciones. La temperatura del substrato a pintar deberá estar 3 °C por encima de la del punto de rocío del ambiente. Se deberán tomar las precauciones oportunas para no dañar a otras superficies.

La preparación de las superficies en taller, cuando se realice mediante métodos abrasivos, debe ir seguida de una escrupulosa eliminación de polvo, de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 8502-3 y de la aplicación de una imprimación de secado rápido que no altere las fases siguientes.

95.3 Métodos de protección.**95.3.1 Metalización.**

En este método, la protección se consigue mediante proyección de cinc o aluminio pulverizado, realizado según la norma UNE-EN ISO 2063.

Las superficies metalizadas deben ser tratadas con una imprimación anticorrosiva especial, de naturaleza sellante y tapaporos, para evitar la formación de ampollas antes de revestirse de pintura.

95.3.2 Galvanización en caliente.

La protección mediante galvanización en caliente consiste en la formación de un recubrimiento de cinc o aleaciones de cinc-hierro, por inmersión de las piezas y elementos

fabricados con hierro y acero en un baño de cinc fundido a una temperatura de 450°C. La norma que rige estos recubrimientos es la UNE-EN ISO 1461.

Cuando se diseñe un elemento que vaya a protegerse mediante galvanización en caliente, es importante tener en cuenta algunos requisitos, como pueden ser las dimensiones de dichos elementos, que deben adecuarse al tamaño de los crisoles de galvanización, si bien, en algunos casos en los que el tamaño de la pieza sea mayor que el de los baños disponibles, pueden sumergirse parcialmente y después darles la vuelta para introducir la parte no tratada.

La preparación superficial de los elementos a galvanizar debe incluir la limpieza de todos los contaminantes superficiales que no puedan ser eliminados mediante el decapado, como es el caso de las grasas, pinturas, escorias de soldadura, etc.

En la norma UNE-EN ISO 14713 (Anexo A) se relacionan detalladamente las diferentes cuestiones de diseño que se deben tener en cuenta para obtener un recubrimiento adecuado y de calidad.

En el caso de que tengan que soldarse elementos que ya hayan sido galvanizados o restaurar aquéllos que tengan pequeños defectos de galvanización, existe la posibilidad de restaurar la zona afectada del recubrimiento mediante proyección térmica de cinc (según la norma UNE-EN ISO 2063) o mediante una pintura rica en cinc de elevado contenido en cinc metálico en la película seca (mínimo 80 % en masa). Los tipos de pintura más adecuados para esta finalidad son los que tienen ligantes epoxídicos, de poliuretano (1 componente) de secado al aire y de silicato de etilo (1 componente) de secado al aire.

En el caso de que el sistema protector especifique un pintado posterior de las superficies galvanizadas, es necesario que estas estén adecuadamente tratadas mediante desengrase y un posterior tratamiento de imprimación para asegurar el anclaje de las pinturas, según la norma UNE-EN ISO 12944-4. Por último, se aplican capas bases y de acabado en función de la agresividad del medio, de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 12944-5 (tabla A7).

Como complemento de la galvanización, se pueden usar pinturas en polvo de polimerización en horno de acuerdo con las normas UNE-EN 13438 y UNE-EN 15773.

Los elementos realizados a base de chapa galvanizada por procedimiento en continuo (espesores de hasta 3 mm) según la norma UNE-EN 10346, deben especificarse en un espesor o masa del recubrimiento adecuado a la categoría de corrosividad ambiental, según la norma UNE-EN ISO 14713.

95.3.3 Pintado.

El pliego de prescripciones técnicas particulares deberá definir, para cada zona de la estructura metálica a proteger mediante un sistema de pintado (exterior, interior accesible, zonas inaccesibles, etc.), en función de la clase de exposición (apartado 80.1). Así mismo deberá definir la durabilidad requerida para el sistema de protección mediante pinturas.

En base a dichas clases de exposición y durabilidad especificadas, el pliego de prescripciones técnicas particulares deberá definir el sistema de tratamiento, detallando como mínimo los siguientes aspectos:

- Preparación de las superficies.
- Tipo y espesor de la capa de imprimación anticorrosivo.
- Tipo y espesor de capas intermedias.
- Tipo y espesor de capas de acabado.
- Tipo de pintura para retoques y repasos.

La pintura debe ser aplicada de acuerdo con la hoja de datos del fabricante del producto.

Se deberá comprobar previamente que el estado de la superficie es el previsto en la fase anterior, es decir, tanto el grado de limpieza y rugosidad para una capa de imprimación, como el curado, compatibilidad y naturaleza de la capa previa para capas posteriores.

Las distintas pinturas que constituyen un sistema de pintado deben ser compatibles entre sí. Es recomendable utilizar productos de un mismo fabricante. En caso contrario, deberá asegurarse la compatibilidad entre productos de distintos fabricantes.

En el plan de obra deben establecerse las fases de aplicación de la protección, considerando adecuadamente el resto de las actividades. En el caso de realizarse el pintado en obra, los elementos deberán ser imprimados en taller con un espesor mínimo que impida la oxidación incipiente antes del montaje, ante la eventualidad de un acopio o almacenamiento prolongado.

Para facilitar el control, es aconsejable que cada capa tenga un color o matiz diferenciado, según la norma UNE 48103.

Una vez ejecutada y retocada la superficie, debe respetarse estrictamente el período de secado y endurecimiento que aconseje el fabricante frente a un eventual contacto con agua.

En zonas de repasos de zonas soldadas o zonas dañadas en taller o en obra, deberá especificarse el sistema de pintado a aplicar, definiendo capa a capa, en función de la magnitud del daño, el número de capas a reponer, así como las dimensiones mínimas y máximas del solapo del repaso sobre zonas correctamente protegidas. Asimismo el sistema deberá definir la preparación superficial requerida.

95.4 Requisitos especiales.

Las superficies de elementos de acero que vayan a quedar en contacto con hormigón no será necesario protegerlas, con excepción de los 50 mm más próximos a los bordes, siempre que a su vez no sea previsible que los procesos de carbonatación del hormigón puedan alcanzar a dicha superficie metálica. Únicamente requieren un cepillado de eliminación de cascarilla de laminación, suciedad y grasa. En caso de venir con imprimación desde taller, no necesitan ninguna operación adicional. Se deberá sellar el contacto entre el hormigón y el acero con un producto adecuado en los casos en que dicha interfase pueda ser susceptible de entrada de agua o suciedad.

Las superficies que vayan a transmitir esfuerzos por rozamiento y las que alojen tornillos pretensados deberán satisfacer los requisitos propios de las superficies de contacto indicadas en el apartado 93.8.

Deberá evitarse el daño o contaminación de estas superficies durante el transporte y montaje mediante una adecuada cobertura de protección impermeable.

Las inspecciones de uniones atornilladas se deben realizar antes de la aplicación de la pintura en obra.

Las uniones mediante soldadura se deberán realizar en franjas sin pintura de 150 mm de ancho, o bien con capa de imprimación compatible. La soldadura y la parte adyacente deberá pintarse una vez se haya eliminado completamente la escoria y se haya aceptado la unión.

Debe preverse la dificultad de pintado de elementos inaccesibles y proceder a su ejecución antes del montaje. En el pliego de prescripciones técnicas particulares debe indicarse si los perfiles cerrados o tubulares requieren tratamiento interno o no. En el caso de que la estanqueidad quede asegurada por las soldaduras estructurales o bien mediante soldaduras de sellado de extremos, se considerará que el espacio interior queda protegido previa aceptación de dichas soldaduras. Para las soldaduras de sellado solamente se requiere inspección visual. Deben tomarse precauciones especiales de estanqueidad en los elementos de fijación que atraviesen elementos en cajón o tubulares sellados.

Los perfiles cerrados o tubulares quedan igualmente protegidos por sus superficies internas cuando se protegen mediante galvanización en caliente, lo que, por otra parte, puede hacer innecesario el sellado de sus extremos.

95.5 Protección de elementos de fijación.

Los elementos de fijación y anclaje deberán suministrarse con una protección adecuada a la clase de exposición ambiental.

La protección más adecuada para los elementos de fijación que vayan a utilizarse con estructuras protegidas mediante galvanización en caliente o proyección térmica de cinc es también la galvanización en caliente, según UNE-EN ISO 1068, con objeto de garantizar la ausencia en la unión de posibles fenómenos de corrosión por pares galvánicos.

Cualquier protección suplementaria a aplicar en obra se llevará a cabo una vez inspeccionada la unión. Los pernos de anclaje no requieren ningún tratamiento, a menos que así lo indique el pliego de prescripciones técnicas particulares.

95.6 Tratamientos de protección de aceros patinables.

Las superficies de aceros patinables deberán obligatoriamente prepararse en taller para favorecer el desarrollo adecuado de su mecanismo de autoprotección, bajo ciclos alternados secos y húmedos, tras su exposición a la intemperie. Las condiciones de uso de este tipo de aceros se establecen en los apartados 83.2.3 y 87.2.

En estos casos, el tratamiento superficial se hará siempre en taller mediante chorreado, generalmente con agua a presión, para garantizar un color homogéneo y una textura uniforme, eliminando todo resto de cascarillas de la calamina de laminación.

Se deberán adoptar las medidas o detalles constructivos oportunos para que, durante el proceso de estabilización de la autoprotección, las escorreduras de óxido por agua de lluvia no lleguen a contaminar o afectar a la apariencia o durabilidad del resto de la estructura, principalmente de los elementos de hormigón.

Debe tenerse en cuenta que no es posible aplicar sobre este tipo de aceros los mismos sistemas de protección pasiva contra incendios que en los aceros de la norma UNE-EN 10025.

CAPÍTULO 22

Gestión de la calidad del proyecto de estructuras de acero

Artículo 96. *Criterios específicos para el desarrollo del control de proyecto en las estructuras de acero.*

96.1 Niveles del control de proyecto.

Cuando la propiedad decida la realización del control de proyecto, independientemente del nivel de supervisión adoptado (supervisión normal o supervisión ampliada, acorde al apartado B.4 del apéndice B del Anexo 18), elegirá uno de los siguientes niveles de control:

- Control a nivel normal.
- Control a nivel intenso.

La entidad de control identificará los aspectos que deben comprobarse y desarrollará, según el tipo de obra, una pauta de control como la que, a título orientativo, se recoge en el Anejo 3.

La frecuencia de comprobación, según el nivel de control adoptado, no debe ser menor que el indicado en la tabla 96.1.

Tabla 96.1 Frecuencia de comprobación de los elementos según el nivel de control adoptado

Tipo de elemento	Nivel de control		Observaciones
	normal	intenso	
Elementos de contención y tablestacas.	10 %	20 %	Al menos 3 secciones diferentes.
Anclajes al terreno.	15 %	30 %	Al menos 3 anclajes.

Tipo de elemento	Nivel de control		Observaciones
	normal	intenso	
Pilares y pilas de puente.	15 %	30 %	Mínimo 3 tramos.
Jácenas.	10 %	20 %	Mínimo 3 jácenas de al menos dos vanos.
Vigas.	10 %	20 %	Mínimo dos vanos En cada vano mínimo una viga interior y una viga de borde.
Cajones.	10 %	20 %	Mínimo dos vanos, uno extremo y otro interior.
Losas ortótropas.	10 %	20 %	Al menos 4 rigidizadores de la chapa del tablero, uno de borde y otro interior, ambos en un vano local extremo y en un vano local tipo Verificación de la chapa rigidizada, mínimo 3 módulos y al menos uno por vano de flexión local tipo.
Celosías.	10 %	20 %	Mínimo dos elementos tipo por vano: cordón superior, cordón inferior, diagonales, nudos, arriostramientos, etc.
Arcos, pórticos y bóvedas.	15 %	30 %	Mínimo un tramo.
Mamparos o riostras de zonas de apoyo.	15 %	30 %	Al menos 1 por tipo.
Celosías o diafragmas intermedios de rigidización.	10 %	20 %	Al menos 1 por tipo.
Rigidizadores longitudinales y transversales (vigas o cajones).	10 %	20 %	Al menos 1 por tipo, y todos los de cambio de canto o puntos con quiebros.
Paneles rigidizados. Control de abolladura.	15 %	30 %	Al menos 3 recuadros por tipo.
Detalles de soldaduras en ángulo, a penetración parcial o total.	10 %	20 %	Al menos 1 por tipo.
Costillas de voladizos.	15 %	30 %	Al menos 1 de borde y una intermedia.
Brochales o puntales.	10 %	20 %	Mínimo 3 brochales o puntales.
Escaleras.	10 %	20 %	Al menos dos tramos.
Conectadores de elementos metálicos con hormigón.	10 %	20 %	Analizar al menos tres tramos de cada tipo de conexión (con losa superior e inferior).
Elementos singulares: anclajes de tendones de pretensado exterior, anclajes de tirantes o péndolas, nudos de empalme con elementos de hormigón, etc.	15 %	30 %	Al menos 1 por tipo.
Cuñas, basas o rigidización local de apoyos y zonas de sustitución de apoyos.	15 %	30 %	Al menos 1 por tipo.

Tipo de elemento	Nivel de control		Observaciones
	normal	intenso	
Elementos auxiliares provisionales necesarios durante la ejecución: apeos, pilones de atirantamiento, etc.	15 %	30 %	Al menos 1 por tipo y supervisión de afección a la estructura definitiva.

No obstante lo anterior, se comprobará el 100% de los elementos sometidos a fatiga y a torsión principal y, en general, los elementos que sean susceptibles de roturas frágiles, que sean susceptibles de fenómenos de fatiga o que contengan nudos complejos, transiciones complicadas en geometría, etc.

96.2 Documentación del control de proyecto.

Cualquiera que sea el nivel de control aplicado, la entidad de control entregará a la propiedad un informe escrito y firmado por persona física, con indicación de su cualificación y cargo dentro de la entidad, cuyo contenido será equivalente al definido para las estructuras de hormigón en el apartado 55.2.

CAPÍTULO 23

Gestión de la calidad de los productos en estructuras de acero

Artículo 97. Control de los productos de acero.

97.1 Comprobación de la conformidad.

La conformidad de los productos de acero con lo establecido en el proyecto se comprobará durante su recepción en obra e incluirá la comprobación de sus características mecánicas y geométricas, además de cualquier otra característica, que en su caso, establezca el pliego de prescripciones técnicas particulares.

En el caso de productos que deban disponer del marcado CE según el Reglamento (UE) N.º 305/2011, de 9 de marzo de 2011, sus prestaciones en relación a las características esenciales deberán evaluarse de conformidad con la norma armonizada que le sea aplicable. Tal y como se recoge en el citado Reglamento, el fabricante del producto entregará la declaración de prestaciones y el marcado CE y será el responsable de la conformidad del producto con las prestaciones declaradas. El fabricante deberá estar en condiciones de aportar garantía de la adecuación de su producto al uso previsto según lo especificado en la norma armonizada y de ponerla a disposición de quien la solicite con el fin de que, a su vez, pueda pasar esta garantía al usuario final de la obra o del producto en que se incorporen, facilitando para ello la documentación que incluya la información que avale dicha garantía.

El responsable de la recepción será el encargado de verificar, del modo que considere conveniente, que el producto sujeto a recepción es conforme con las especificaciones requeridas. La dirección facultativa, conforme a las obligaciones recogidas en el apartado 17.2.1 de este Código y una vez validado el control de recepción, será el responsable de velar porque el producto incorporado en la obra es adecuado a su uso y cumple con las especificaciones requeridas. En el caso de efectuarse ensayos para comprobar la conformidad del producto, se seguirán los criterios que estuvieran definidos en el programa de control o en el pliego de prescripciones técnicas particulares de la obra.

En el caso de que el proyecto establezca que los productos de acero dispongan de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, se comprobará que los productos los poseen y que son de conformidad con el artículo 18 de este Código.

97.2 Toma de muestras.

La dirección facultativa, por sí misma, a través de una entidad de control o un laboratorio de control, podrán efectuar la toma de muestras en la instalación en donde se encuentren los productos de acero. Salvo circunstancias excepcionales, la toma de muestras se efectuará preferiblemente en el taller antes del montaje de los elementos.

Podrán estar presentes durante la toma los representantes del constructor y del suministrador de los elementos.

La entidad o el laboratorio de control de calidad velarán por la representatividad de la muestra, no aceptando, en ningún caso, que se tomen muestras sobre productos que no se correspondan a los planos del proyecto, ni sobre productos específicamente destinados a la realización de ensayos. Una vez extraídas las muestras, se procederá, en su caso, al reemplazamiento de las partes de los elementos que hubieran sido alteradas durante la toma.

La entidad o el laboratorio de control de calidad redactarán un acta para cada toma de muestras, que suscribirán todas las partes presentes, quedándose con una copia de la misma. El tamaño de las muestras deberá ser suficiente para la realización de la totalidad de las comprobaciones y ensayos que se pretendan realizar. Todas las muestras se trasladarán para su ensayo al laboratorio de control tras ser correctamente precintadas e identificadas.

97.3 Realización de los ensayos.

Cualquier ensayo sobre los productos de acero que decida el autor del proyecto o la dirección facultativa, se deberá efectuar de acuerdo con las indicaciones de éstos. En el caso del autor del proyecto, reflejará dichas indicaciones en el correspondiente pliego de prescripciones técnicas particulares.

Artículo 98. *Control de los medios de unión.*

98.1 Control de la conformidad los tornillos, tuercas, arandelas y bulones.

Los tornillos, tuercas y arandelas y bulones incluidos en los apartados 85.2, 85.3 y 85.4, deberán cumplir los requisitos establecidos al efecto en los respectivos apartados. En otros casos, deberán cumplir las especificaciones que se establezcan al efecto en el respectivo pliego de prescripciones técnicas particulares.

Para aquellos tornillos que estén afectados por el marcado CE en base al Reglamento (UE) N.º 305/2011, de 9 de marzo de 2011, el fabricante presentará la declaración de prestaciones y el marcado CE.

Para aquellos productos que no tengan marcado CE, la posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme a lo establecido en el artículo 18 de este Código, se entiende como suficiente para avalar la conformidad del medio de unión suministrado sin efectuar ensayos específicos.

Cuando un producto no tenga marcado CE o no disponga de distintivo de calidad oficialmente reconocido, se considerará un lote de tornillos, tuercas, arandelas, por cada uno de los grados y clases de tornillo que se empleen en la obra.

El control de las características de los tornillos, tuercas y arandelas se efectuará por atributos (dimensiones y características mecánicas, además de las características funcionales del conjunto) sobre al menos diez muestras, mediante los ensayos establecidos en este Código o, en su caso, por el pliego de prescripciones técnicas particulares.

Los ensayos de los tornillos se deberán realizar según la norma UNE-EN ISO 898-1, las tuercas según UNE-EN ISO 898-2, y para las arandelas la norma de producto aplicable.

Se aceptará el lote en el caso de no detectarse ningún incumplimiento de las especificaciones en los ensayos o comprobaciones citadas en este punto. En caso contrario, se procederá a rechazar el lote.

98.2 Control del material de aportación para las soldaduras.

El material de aportación utilizado para la realización de las soldaduras deberá cumplir las exigencias de aptitud al procedimiento de soldeo y de compatibilidad con el acero del producto de base que define el apartado 85.5 de este Código, así como presentar la declaración de prestaciones y ostentar el marcado CE de conformidad con la parte armonizada de la norma UNE-EN 13479.

La dirección facultativa deberá comprobar que la declaración de prestaciones del material de aportación para las soldaduras sea conforme con las especificaciones del proyecto.

El responsable de la recepción deberá comprobar que la hoja de suministro, el etiquetado y la copia de la declaración de prestaciones están completas, reúnen los requisitos establecidos y se corresponden con el producto solicitado. Será el encargado de verificar, del modo que considere conveniente, que el producto sujeto a recepción es conforme con las especificaciones requeridas.

En el caso de efectuarse ensayos para comprobar la conformidad del producto, se seguirán los criterios que estuvieran definidos en el programa de control o en el pliego de prescripciones técnicas particulares de la obra.

Artículo 99. *Control de los sistemas de protección.*

99.1 Especificaciones.

Los sistemas de protección deberán cumplir las prescripciones establecidas en los apartados 86.3 y 86.4 en función de la clase de exposición a la que vaya a estar sometido el elemento estructural.

Todo suministro de material, deberá acompañarse de un certificado de garantía del fabricante, específico para la obra y firmado por persona física.

99.2 Realización de ensayos.

Los ensayos se efectuarán sobre probetas que cumplan las siguientes condiciones:

- que sean del mismo tipo de acero que el que se vaya a emplear en la obra,
- en su caso, que tenga el mismo recubrimiento de cinc que se vaya a utilizar,
- que presente un tamaño mínimo de 150x70 mm²,
- que presente un espesor no inferior a 2 mm y compatible con el ensayo que se pretenda efectuar,
- que cumplan las condiciones de preparación y estado superficial prescritas en la norma UNE-EN ISO 12944-6,
- para superficies galvanizadas en caliente aplica la norma UNE-EN ISO 1461,
- para superficies sometidas a metalización con cinc, la norma UNE-EN ISO 2063.

En los sistemas de protección que no posean un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme a lo indicado en el artículo 18, para la realización de los ensayos, se procederá a la división en lotes de los sistemas de protección. Se considerará un lote para cada conjunto de sistemas de protección y tipo de acero empleado en la obra. El número de probetas a ensayar será al menos de tres por cada lote.

Los ensayos sobre los sistemas de pintura se efectuarán de acuerdo con los métodos definidos en el apartado 86.3.

En cuanto a la galvanización en caliente, en el caso de que el suministro del material se acompañe de un certificado de garantía del galvanizador, específico para la obra y firmado por persona física, la dirección facultativa podrá eximir de la realización de los correspondientes ensayos. La realización de ensayos, en su caso, se efectuará mediante los procedimientos establecidos en la norma UNE-EN ISO 1461, así como los que se recojan específicamente en el programa de control o el pliego de prescripciones técnicas

particulares. Para las superficies sometidas a metalización con cinc, los ensayos se realizarán conforme a lo indicado en la norma UNE-EN ISO 2063.

99.3 Criterios de aceptación o rechazo.

La posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme a lo establecido en el artículo 18, se entiende como suficiente para avalar la conformidad del sistema de protección suministrado sin efectuar ensayos específicos.

Los ensayos sobre los sistemas de pintura, se considerarán conformes con las especificaciones cuando:

– Antes del ensayo, la clasificación obtenida por la probeta de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 2409 es 0 o 1. Cuando el espesor de la película seca del sistema de protección es mayor que 250 µm, este requisito debe sustituirse por la inexistencia de desprendimiento de la pintura del substrato en el ensayo de adherencia según UNE-EN ISO 4624, a menos que los valores de la tracción sean mayores o iguales a 5 MPa.

– Despues del ensayo, con la duración en horas indicadas en el apartado 86.3, según el caso, para la clase de exposición y grado de durabilidad exigidos, la probeta no presenta defectos según los métodos de evaluación establecidos en las partes 2 a 5 de la norma UNE-EN ISO 4628, y la clasificación obtenida de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 2409 sea 0 o 1. Cuando el espesor de la película seca del sistema de pintura es mayor que 250 µm, se empleará la misma sustitución de este último requisito que la indicada en el apartado anterior. La evaluación de la condición tras el ensayo según UNE-EN ISO 2409 o según el ensayo sustitutivo se efectuará tras 24 horas de reacondicionamiento de la probeta.

Se considera que la probeta no presenta defectos, según el caso, cuando cumple los siguientes requisitos:

- Aplicando UNE-EN ISO 4628-2, cuando se presente ampollamiento 0 (S0).
- Aplicando UNE-EN ISO 4628-3, cuando se presente óxido Ri 0.
- Aplicando UNE-EN ISO 4628-4, cuando se presente agrietamiento 0 (S0).
- Aplicando UNE-EN ISO 4628-5, cuando se presente descamación 0 (S0).

Además, deberá comprobarse que, una vez efectuado un envejecimiento artificial, conforme a la norma UNE-EN ISO 9227, no existe ningún avance de corrosión del sustrato, a partir de la incisión, que sea superior a 1 mm, determinado de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 12944.

En la evaluación de defectos anteriormente citada, no se tendrán en cuenta aquéllos que se produzcan a menos de 10 mm de los bordes de la probeta.

En cuanto a la galvanización en caliente y a la metalización con cinc, la presentación a la dirección facultativa del certificado de garantía al que hace referencia el apartado 99.1 permitirá la aceptación del correspondiente lote. En el caso de efectuarse ensayos para comprobar la conformidad del lote, se seguirán los criterios establecidos al efecto en el programa de control o el pliego de prescripciones técnicas particulares de la obra.

Artículo 100. *Control de estructuras componentes.*

La conformidad de las estructuras componentes con lo establecido en el proyecto se comprobará durante su recepción en obra e incluirá la comprobación de sus características mecánicas y geométricas, además de cualquier otra característica, que en su caso, establezca el pliego de prescripciones técnicas particulares.

Al disponer estos productos del mercado CE según el Reglamento (UE) N.º 305/2011, de 9 de marzo de 2011, sus prestaciones en relación a las características esenciales deberán comprobarse de conformidad con la norma armonizada UNE-EN 1090-1. Tal y como se recoge en el citado Reglamento, el fabricante del producto entregará la declaración de prestaciones y el marcado CE y será el responsable de la conformidad del producto con las prestaciones declaradas. El fabricante deberá estar en condiciones de

aportar garantía de la adecuación de su producto al uso previsto y de ponerla a disposición de quien la solicite con el fin de que, a su vez, pueda pasar esta garantía al usuario final de la obra o del producto en que se incorporen, facilitando para ello la documentación que incluya la información que avale dicha garantía. El responsable de la recepción será el encargado de verificar, del modo que considere conveniente, que el producto sujeto a recepción es conforme con las especificaciones requeridas. La dirección facultativa, conforme a las obligaciones recogidas en el apartado 17.2.1 de este Código y una vez validado el control de recepción, será el responsable de velar porque el producto incorporado en la obra es adecuado a su uso y cumple con las especificaciones requeridas. En el caso de efectuarse ensayos para comprobar la conformidad del producto, se seguirán los criterios que estuvieran definidos en el programa de control o en el pliego de prescripciones técnicas particulares de la obra.

CAPÍTULO 24

Gestión de la calidad de la fabricación y ejecución de estructuras de acero

Artículo 101. *Programación del control de las estructuras de acero.*

La organización del control de la fabricación y ejecución de las estructuras de acero deberá seguir los criterios establecidos en el capítulo 5 y, en particular, la programación del control de la fabricación y ejecución deberá respetar los criterios establecidos en el artículo 22.

El control de la fabricación y ejecución estará ligado al nivel de control de la ejecución (acorde con lo definido en el apartado 22.4) y a la clase de ejecución (acorde con lo definido en el apartado 14.3).

El control de la fabricación y ejecución deberá adaptarse a las características de la obra y a los medios disponibles en la misma, por lo que la dirección facultativa, por iniciativa propia o a propuesta del constructor, podrá autorizar valores diferentes a los recogidos en este artículo.

101.1 Lotes de ejecución.

El programa de control aprobado por la dirección facultativa contemplará una división de la obra en lotes de ejecución, coherentes con el desarrollo previsto en el plan de obra para la ejecución de la misma.

Para cada lote de ejecución se identificarán la totalidad de actividades o procesos susceptibles de ser inspeccionados, así como las frecuencias de las comprobaciones a realizar, tanto por el control del constructor como por el control de contraste de la dirección facultativa, en su caso.

En general, y salvo que el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto defina una división de la estructura o de sus elementos en lotes más adaptada a sus características específicas, o de sus elementos, los lotes de ejecución se definirán siguiendo los siguientes criterios generales:

- a) se corresponderán con partes sucesivas en el proceso de fabricación y montaje en taller y de ejecución de la obra,
- b) no se mezclarán elementos de tipología estructural distinta, que pertenezcan a filas diferentes en la tabla 101.1,
- c) el tamaño del lote no será superior al indicado, en función del tipo de elementos, en la tabla 101.1.

Tabla 101.1 Tamaño máximo de los lotes de ejecución

Tipo de obra	Tipo de elemento	N.º de elementos o dimensión
Edificación, chimeneas torres y depósitos	Pilares y elementos verticales.	500 m ² de superficie, sin rebasar las dos plantas.
	Vigas, arriostramientos, elementos superficiales y forjados.	250 m ² de superficie construida sin rebasar una planta.
Puentes	Alzados de pilas.	1 pila. 10 m de altura de pila.
	Alzados de estribos.	1 estribo.
	Tableros de puentes.	1 tramo o dovela sin rebasar el menor de 30 m o un vano completo.

En el caso de otros elementos diferentes de los indicados en la tabla 101.1, el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto establecerá los criterios necesarios para definir el tamaño máximo del lote de ejecución.

Se podrá optar por utilizar otra metodología para definir el tamaño máximo de los lotes de ejecución previa aprobación por parte de la dirección facultativa y siempre que el tamaño de los lotes resultantes no exceda lo indicado en la tabla 101.1.

101.2 Unidades de inspección.

Para cada lote de ejecución, se identificará la totalidad de los procesos y actividades susceptibles de ser inspeccionadas, de acuerdo con lo previsto en este Código. Se contemplarán, como mínimo, los siguientes procesos:

- elaboración de planos de taller,
- definición de los procedimientos de fabricación, elaboración del programa y planos de montaje,
- gestión de acopios de materiales y productos,
- mecanización y manipulación de productos de acero en taller,
- cualificación de soldadores y de los procedimientos de soldeo,
- cualificación de procedimientos de fijación con elementos mecánicos,
- ensamblado y armado de elementos en taller, incluido el control dimensional,
- ejecución de uniones soldadas,
- ejecución de uniones con elementos mecánicos,
- colocación de conectadores en estructuras mixtas,
- ajustes, correcciones y acabados finales en taller,
- montaje en blanco,
- recepción de elementos a su llegada a obra,
- ensamblado de elementos en obra,
- replanteo y montaje de elementos en obra,
- ajustes, correcciones y acabados finales, y
- aplicación de tratamientos superficiales de protección anticorrosiva.

La dimensión o tamaño máximo de un proceso o actividad comprobable, en general, en una visita de inspección al taller o a la obra. En función de los desarrollos de procesos y actividades previstos en el plan de obra, en cada inspección al taller o a la obra, podrá comprobarse un determinado número de unidades de inspección, las cuales, pueden corresponder a uno o más lotes de ejecución.

Para cada proceso o actividad, se definirán las unidades de inspección correspondientes cuya dimensión o tamaño será conforme al indicado en la tabla 101.2.

Tabla 101.2 Unidades de inspección

Procesos de ejecución	Tamaño máximo de la unidad de inspección
Elaboración de planos de taller.	Planos correspondientes a cada elemento estructural.
Definición de los procedimientos de fabricación, elaboración del programa y planos de montaje.	Procedimientos de fabricación y programa y planos de montaje correspondientes a cada elemento estructural.
Gestión de acopios.	Acopio correspondiente a cada material, forma de suministro, fabricante y partida suministrada, que se empleen en cada lote de ejecución ⁽¹⁾ .
Mecanización y manipulación de los productos de acero en taller.	Conjunto de productos destinados a cada elemento estructural.
Cualificación de soldadores y de los procedimiento de soldeo.	Cada uno de los soldadores, tanto en taller como en obra Cada uno de los procedimientos de soldeo ⁽²⁾ .
Cualificación de procedimientos de fijación con elementos mecánicos.	Cada uno de los tipos de fijaciones con elementos mecánicos.
Ensamblado y armado de elementos en taller, incluido el control dimensional.	Cada uno de los elementos, principales o secundarios.
Ejecución de uniones soldadas.	Cada una de las soldaduras, en taller o en obra, acorde con el procedimiento de control y el porcentaje de control especificado en el PPI.
Ejecución de uniones con elementos mecánicos.	Cada una de las uniones ejecutadas mediante elementos mecánicos.
Colocación de conectadores en estructuras mixtas.	Los conectadores a colocar en una jornada de trabajo.
Ajustes, correcciones y acabados finales en taller.	Cada uno de los elementos.
Montaje en blanco.	Cada dovela, tramo o vano a montar en blanco.
Recepción de elementos a su llegada a la obra.	Cada elemento que llega a la obra.
Ensamblado de elementos en obra.	Cada unión a ejecutar en obra.
Replanteo y montaje de elementos en obra.	Cada elemento montado en obra.
Ajustes, correcciones y acabados finales.	Cada elemento montado en obra.
Aplicación de tratamientos superficiales de protección anticorrosiva.	Cada uno de los elementos fabricados en taller, para los tratamientos aplicados en taller Cada uno de los elementos montados en la obra, para los tratamientos aplicados en obra, en su caso.

⁽¹⁾ Un mismo acopio de material, procedente del mismo suministro, fabricante y partida, puede ser destinado a diferentes elementos estructurales o a diferentes lotes de ejecución, en función de su tamaño y de acuerdo con el plan de obra. Por lo tanto, la gestión de un acopio concreto puede formar parte de diferentes lotes de ejecución y, consecuentemente, de diferentes unidades de inspección. Al programarse el control de ejecución, se evitará considerar la inspección repetida del mismo acopio para la aceptación de distintos lotes de ejecución, procurando en la medida de lo posible que el conjunto de las inspecciones tenga la mayor representatividad posible de la obra.

⁽²⁾ Una cualificación del procedimiento de soldeo puede cubrir varios tipos de soldaduras, de acuerdo con los rangos de cualificación de la norma de aplicación correspondiente.

Una vez definidos los lotes de ejecución y las unidades de inspección, se debe definir para cada unidad de inspección las frecuencias de comprobación. De forma orientativa, el Anejo 17 define las frecuencias de comprobación para las unidades de inspección de la fabricación y ejecución de estructuras de acero.

Artículo 102. *Comprobaciones previas al comienzo de la fabricación y ejecución.*

Antes del inicio de la ejecución de cada parte de la obra, la dirección facultativa deberá constatar que existe un programa de control, desarrollando el plan de control definido en el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto, tanto para los productos

como para la fabricación y ejecución, que haya sido redactado específicamente para la obra, conforme a lo indicado por el proyecto y lo establecido en este Código.

Cualquier incumplimiento de los requisitos previos establecidos, provocará el aplazamiento del inicio de la obra hasta que la dirección facultativa constate documentalmente que se ha subsanado la causa que dio origen al citado incumplimiento.

102.1 Programa de puntos de inspección.

El programa de puntos de inspección (PPI) reflejará el conjunto de controles, inspecciones y ensayos a realizar en la fabricación y ejecución de la estructura de acero por los diferentes agentes de control implicados. El PPI formará parte del programa de control y en él se detallará al menos:

- las unidades de inspección, tanto en taller como en obra,
- el tipo de inspección y comprobaciones a realizar,
- los procedimientos o normas que regularán la verificación de la conformidad de cada inspección, así como las especificaciones de aceptación,
- la ubicación y frecuencia o intensidad de las inspecciones,
- la forma de documentación de los resultados,
- la designación de la persona responsable de la realización y firma de los diferentes controles o inspecciones,
- los puntos de espera o parada a respetar durante el proceso de control, y
- cualquier comentario u observación aclaratoria.

Artículo 103. *Control de la fabricación en taller y del montaje en obra.*

En el caso de productos que deban disponer del marcado CE según el Reglamento (UE) N.º 305/2011, de 9 de marzo de 2011, sus prestaciones en relación a las características esenciales deberán realizarse de conformidad con la norma armonizada UNE-EN 1090-1. Tal y como se recoge en el citado Reglamento, el fabricante del producto será el responsable de la conformidad del producto con las prestaciones declaradas. El fabricante deberá estar en condiciones de aportar garantía de la adecuación de su producto al uso previsto y de ponerlas a disposición de quien las solicite con el fin de que, a su vez, pueda transmitir estas garantías al usuario final de la obra o del producto en que se incorporen, facilitando para ello la documentación que incluya la información que avale dichas garantías. El responsable de la recepción será el encargado de verificar, del modo que considere conveniente, que el producto sujeto a recepción es conforme con las especificaciones requeridas. La dirección facultativa, conforme a las obligaciones recogidas en el apartado 17.2.1 de este Código y una vez validado el control de recepción, será el responsable de velar porque el producto incorporado en la obra es adecuado a su uso y cumple con las especificaciones requeridas. En el caso de efectuarse ensayos para comprobar la conformidad del producto, se seguirán los criterios que estuvieran definidos en el programa de control o en el pliego de prescripciones técnicas particulares de la obra o, en su caso, el plan de control.

En el caso de productos que no deban disponer de marcado CE, la conformidad de los procesos de fabricación en taller y de la ejecución y el montaje en obra incluirá las características mecánicas de los productos empleados, las características geométricas de los elementos, así como cualquier otra característica incluida en el proyecto o decidida por la dirección facultativa. Las consideraciones de este artículo son de aplicación independientemente de que el taller pertenezca o no a las instalaciones propias de la obra.

103.1 Comprobaciones previas al inicio del suministro.

La dirección facultativa comprobará, antes del inicio del suministro, que el constructor ha comunicado el programa de obra, estableciendo las fechas límites para la recepción, en su caso, de los elementos elaborados en talleres ubicados fuera de las instalaciones de la obra.

Las comprobaciones previas al suministro de los elementos fabricados en taller ajeno a la obra tienen por objeto verificar la conformidad de los procesos y de las instalaciones que se pretenden emplear.

103.1.1 Comprobación documental previa al suministro.

Además de la documentación general a la que hace referencia el capítulo 5, que sea aplicable a los elementos que se pretende suministrar a la obra, el suministrador, o en su caso el constructor, deberá presentar a la dirección facultativa la siguiente documentación:

- a) En su caso, documento que demuestre que el proceso de montaje en taller del elemento se encuentra en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido,
- b) en su caso, documento que demuestre que los productos de acero empleados en la elaboración de los elementos se encuentran en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido,
- c) en el caso de que se pretenda emplear procesos de soldadura:
 - a. Certificados de cualificación de los soldadores asociados a los tipos de soldadura que vayan a realizar, en taller u obra, según UNE-EN ISO 9606-1;
 - b. certificados de cualificación de los operadores de soldeo, según UNE-EN ISO 14732;
 - c. especificaciones de los procedimientos de soldeo, WPS, para cada tipo de unión especificada; y
 - d. certificados de cualificación de los procedimientos de soldadura:
 - Para una clase de ejecución 3 o 4 la cualificación se hará acorde con las normas UNE-EN ISO 15613 y UNE-EN ISO 15614-1.
 - Adicionalmente, para la clase de ejecución 2, la cualificación podrá hacerse también acorde con las normas UNE-EN ISO 15610, UNE-EN ISO 15611 y UNE-EN ISO 15612.

En el caso de que la estructura de acero deba ostentar el marcado CE de conformidad con el Reglamento (UE) N.º 305/2011, del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de marzo de 2011, por el que se establecen condiciones armonizadas para la comercialización de productos de construcción, acorde a la norma armonizada UNE-EN 1090-1, el constructor deberá presentar a la dirección facultativa la documentación relativa a dicho marcado CE, entre otros:

- a) Documentación relativa al plan de control de producción en fábrica acorde con la norma UNE-EN 1090 (manual del plan de control, procedimientos de trabajo y/o fabricación, etc.).
- b) Documentación relativa al plan de control de calidad de las soldaduras.
- c) Declaración de prestaciones de la estructura.

La dirección facultativa deberá verificar que los procedimientos de fabricación, incluyendo los procedimientos cualificados de soldadura, previstos para la fabricación y montaje de la estructura son suficientes para cumplir tanto con todos los requisitos establecidos en el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto como con lo indicado en el capítulo 21.

Antes del inicio del proceso de fabricación en taller, el constructor deberá presentar a la dirección facultativa, para su aceptación, los planos de taller para la fabricación de la estructura metálica, que deberán cumplir con todos los requisitos establecidos en el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto y con lo definido en el apartado 91.2. Los planos de taller irán aprobados y firmados por un técnico del taller metálico responsable de su elaboración, así como por un representante del constructor, que se responsabilizará por parte de éste del cumplimiento de todas las exigencias requeridas, de conformidad con el proyecto y con este Código.

La dirección facultativa deberá dar su aceptación a los planos de taller previamente al inicio de la fabricación, tras verificar, por parte de la entidad de control de calidad, en su caso, que cualquier modificación respecto a lo previsto en proyecto se haya justificado

técnicamente, de manera que se demuestre que no supone ninguna merma apreciable en las garantías de seguridad, resistencia a fatiga, durabilidad o estética de la estructura.

Las posteriores tareas de control de la ejecución de la estructura metálica serán realizadas a partir de la definición de la estructura metálica en los planos de taller.

103.1.2 Comprobación de las instalaciones.

La dirección facultativa valorará la conveniencia de efectuar, directamente o a través de una entidad de control de calidad, y preferiblemente antes del inicio del suministro, una visita de inspección al taller de fabricación, al objeto de comprobar su idoneidad para elaborar los elementos que se requieren para la obra.

La inspección del taller de montaje incluirá la evaluación de los siguientes aspectos:

- a) Idoneidad de las instalaciones en función de los materiales base empleados y de los procedimientos de soldadura. Esta verificación incluirá tanto las instalaciones, como utillajes y herramientas que se prevé emplear en la fabricación.
- b) Verificación de los equipos, incluyendo los certificados de calibración de los instrumentos de control, por ejemplo, termómetros, pinzas amperimétricas, etc.
- c) Valorar la capacidad del taller para cumplir con las tolerancias establecidas en el Anejo 16 que sean de aplicación en la fabricación y montaje de la estructura metálica.

Estas inspecciones serán preceptivas en el caso de instalaciones que pertenezcan a la obra, en las que se comprobará que se ha delimitado un espacio suficiente para las labores de montaje, espacios predeterminados para el acopio de los productos de acero y espacio fijo para la maquinaria, así como recintos específicos para acopiar los elementos antes de su entrega a la obra.

103.2 Control de la fabricación en taller.

103.2.1 Control documental durante el suministro.

La dirección facultativa deberá comprobar que cada remesa de elementos que se suministre a la obra desde un taller va acompañada de la correspondiente hoja de suministro.

Asimismo, deberá comprobar la coherencia entre las características de los elementos suministrados y los de la documentación de los productos de acero, declarada por el fabricante y facilitada por el constructor, verificando la adecuada trazabilidad de los mismos. En caso de detectarse algún problema de trazabilidad, se procederá al rechazo de los elementos afectados por el mismo.

Para elementos elaborados en talleres propios de la obra, se comprobará que el constructor mantiene un registro de fabricación en el que se recoge, para cada partida de elementos fabricados, la misma información que en las hojas de suministro a las que hace referencia este apartado.

La dirección facultativa aceptará la documentación de la remesa de elementos, tras comprobar que es conforme con lo especificado en el proyecto.

103.2.2 Comprobaciones experimentales durante el suministro.

103.2.2.1 Control de los procedimientos de corte térmico y perforación.

En el caso de empleo de procedimientos de corte térmico, previamente al inicio de la actividad, para cada tipo de elemento a cortar y para cada material se fabricarán, al menos, cuatro probetas, que deberán ser evaluadas por el control del constructor y por el control de contraste de la dirección facultativa, para evaluar la aptitud del procedimiento:

- Probeta 1: corte recto del elemento de mayor espesor.
- Probeta 2: corte recto del elemento de menor espesor.
- Probeta 3: corte en ángulo entrante con radio mínimo de acuerdo y sobre un elemento de espesor representativo.

- Probeta 4: corte en curva sobre un elemento de espesor representativo.

Las probetas tendrán una dimensión tal que permitan cortes de, al menos, 200 mm de longitud.

La calidad de las superficies de cada corte será acorde a lo establecido en la norma UNE-EN 1090-2 correspondiente a la clase de ejecución de la estructura y la de los cortes curvados será similar a la de los rectos.

Si los resultados de la inspección de los bordes cortados fuesen no conformes, la dirección facultativa rechazaría el proceso, debiendo el constructor modificar el mismo definiendo un nuevo procedimiento, debiendo procederse a iniciar un nuevo proceso de comprobación.

Si el fabricante hubiera realizado previamente ensayos para la validación de su procedimiento de corte térmico, como parte de su plan de control de la producción y cuente con la evaluación documental positiva de una entidad de control independiente, la dirección facultativa podrá decidir no realizar los ensayos de nuevo, siempre que los ensayos que haya realizado el fabricante cubran los tipos de materiales y espesores que se prevé utilizar en la fabricación y siempre que el fabricante acredite que el procedimiento de corte no ha variado desde la realización de los ensayos y que realiza un mantenimiento adecuado de la maquinaria de corte.

En el caso de procedimientos de corte o perforación que puedan producir incrementos locales de la dureza del material (corte térmico, cizallado, punzonado, etc.), deberá controlarse ésta en los bordes, si así se especifica, para lo que la entidad de control actuará según se indica:

- Se fabricarán cuatro probetas del material más susceptible al endurecimiento de entre todos los que vayan a ser utilizados en la fabricación de la estructura.
- En cada una de las cuatro probetas se medirán las durezas en cuatro puntos elegidos de entre aquéllos en los que se suponga mayor incremento. La medida se realizará conforme a la norma UNE-EN ISO 6507-1.
- El mayor de los valores medidos no excederá los valores máximos indicados en la tabla 103.1, en función del tipo de acero.

Tabla 103.1 Valores de dureza máximos permitidos

Norma de producto	Tipo de acero	Valor de dureza máxima
UNE-EN 10025-2 a UNE-EN 10025-5	S235 a S460	380 HV10
UNE-EN10210-1, UNE-EN 10219-1		
UNE-EN 10149-2, UNE-EN 10149-3	S260 a S700	450 HV10
UNE-EN 10025-6	S460 a S690	

Si los resultados de las medidas son no conformes, se modificará el proceso de corte y se repetirá el ensayo solo para aquellos casos en los que no ha habido conformidad.

Este apartado no cubre la comprobación de durezas en los cortes que vayan a ser soldados, los cuales serán ensayados conforme al procedimiento específico de soldadura.

Si el fabricante hubiera realizado previamente ensayos para la evaluación de las durezas máximas en bordes cortados y/o perforados, como parte de su Plan de control de la producción y cuente con la evaluación documental positiva de una entidad de control independiente, la dirección facultativa podrá decidir no realizar los ensayos de nuevo, siempre que los ensayos que haya realizado el fabricante cubran los tipos de materiales que se prevé utilizar en la fabricación y siempre que el fabricante acredite que los procedimientos

de fabricación no han variado desde la realización de los ensayos y que realiza un mantenimiento adecuado de la maquinaria de corte y/o perforación.

Además, deberán comprobarse periódicamente los medios y procedimientos de perforación, para lo que la entidad de control deberá:

– Fabricar ocho probetas para cada procedimiento a ensayar, cubriendo el rango de calidades de los materiales, diámetros de agujeros y espesores del material.

– Medir el diámetro de los agujeros en cada extremo del espesor taladrado utilizando patrones (pasa/no pasa). El valor medido cumplirá las tolerancias correspondientes a la clase de ejecución de la estructura.

Si los resultados de las medidas son no conformes, se modificará el proceso de perforación y se repetirá el ensayo solo para aquellos casos en los que no ha habido conformidad.

103.2.2.2 Control de las operaciones de conformado.

Las operaciones de conformado en frío o en caliente, así como las operaciones de enderezado por llama aplicando calor, se controlarán acorde con lo establecido en la norma UNE-EN 1090-2.

103.2.2.3 Control dimensional de los elementos.

Se deberá comprobar que los elementos elaborados en el taller presentan las dimensiones reflejadas en los planos de taller, considerando las tolerancias indicadas en el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto.

Los medios de medida deberán estar incluidos en partes 1 y 2 de la norma ISO 7976. Por su parte, la precisión de la medida se ajustará a lo indicado en la norma ISO 17123.

Las medidas se referirán con respecto a las contraflechas especificadas en proyecto, y se corregirán para tener en cuenta las posibles deformaciones por temperatura o peso propio.

El taller dispondrá de los elementos necesarios (mesas de medida, bastidores, etc.) para la correcta ejecución de las medidas.

En el caso de aparición de no conformidades, se corregirán mediante alguno de los medios especificados en este Código, si ello fuera posible. En otro caso, se estudiará la posibilidad de modificar la geometría del resto de la estructura de forma que se compense la no conformidad, en cuyo caso dicho procedimiento deberá ser aprobado previamente por la dirección facultativa.

103.2.2.4 Comprobación de la cualificación del personal para la soldadura.

La dirección facultativa deberá comprobar que los soldadores están en posesión de la cualificación adecuada, conforme a lo establecido en el apartado 94.4.2, y que dicha cualificación es vigente.

La dirección facultativa podrá establecer cualquier comprobación adicional sobre la cualificación de los soldadores, independientemente del lugar donde desarrollen su actividad (en taller u obra).

El taller mantendrá al día los correspondientes registros de identificación de sus soldadores de forma satisfactoria, en los que debe figurar:

- N.º de ficha,
- copia de homologación, y
- marca personal.

Esta documentación estará en todo momento a disposición de la dirección facultativa y de la entidad de control de calidad.

Cada soldador identificará su propio trabajo con marcas personales que no serán transferibles.

Toda soldadura ejecutada por un soldador no cualificado, será rechazada, procediéndose a su levantamiento. En caso de que esto pudiese producir efectos perniciosos, a juicio de la dirección facultativa, el conjunto soldado será rechazado y repuesto por el constructor de la estructura de acero.

103.2.2.5 Control de los procedimientos de soldeo.

Antes de iniciarse la fabricación, el control del constructor desarrollará cuantas pruebas y ensayos sean necesarios para la comprobación de los distintos métodos de soldeo a tope y en ángulo, para determinar cuáles son los más indicados y se obtengan los parámetros de soldeo más adecuados.

Se comprobará además que todos los procedimientos de soldadura, levantamiento de la misma y reparación de zonas por soldadura, son objeto de un procedimiento por escrito, con indicación, entre otros, de las características de materiales de aportación, las preparaciones de borde, incluyendo las temperaturas de precalentamiento, las temperaturas mínimas entre pasadas y el calor de aportación.

El soldeo deberá realizarse mediante procedimientos cualificados, conforme a lo indicado en el apartado 94.4.1. La entidad de control de la dirección facultativa deberá certificar documentalmente que, con los procedimientos cualificados de soldeo aportados por el constructor, quedan cubiertas todas las uniones soldadas a efectuar tanto en taller como en obra y deberá verificar que los soldadores sueldan aplicando dichos procedimientos.

103.2.2.6 Comprobación de la ejecución de las soldaduras.

Con anterioridad a la realización de la soldadura, se procederá a realizar una inspección visual de las piezas a unir, verificando su correcto ajuste y las soldaduras punteo conforme a la norma UNE-EN ISO 17637.

En el caso de secciones huecas, la inspección se centrará en:

- las partes centrales del talón y de los flancos, si se trata de secciones circulares, y
- las cuatro esquinas, en el caso de secciones cuadradas o rectangulares.

Después del soldeo, se debe verificar también todas las soldaduras mediante inspección visual conforme a la norma UNE-EN ISO 17637.

En general, las inspecciones visuales serán realizadas por un Inspector de soldadura de nivel 2, conforme a la norma UNE 14618, o por otra persona certificada como nivel 2 para inspección visual acorde con la norma UNE-EN ISO 9712 y que sea autorizada previamente por la dirección facultativa. En el caso de soldaduras en obras en las que sea de aplicación la clase de ejecución 2, la inspección visual la podría realizar el propio soldador cualificado bajo la supervisión de un inspector de soldadura de nivel 2, previa aprobación de la dirección facultativa.

En todo caso, la dirección facultativa podrá exigir la certificación del inspector de soldadura.

De todos los controles que se efectúen, se registrará su correspondiente protocolo de inspección, donde además de la descripción, se adjuntarán fichas de control de soldadura que incluirán los resultados del ensayo y la posición exacta de dicho control.

Se controlarán todos los cordones. Cualquier ensayo se realizará una vez transcurrido el tiempo de retención o cadencia establecido en la norma UNE-EN 1090-2, en función del tipo de acero, el espesor de las chapas a unir, el tamaño de la soldadura, la aportación de calor del procedimiento, y de posibles riesgos de embidamiento que puedan producir la fisuración en frío de la soldadura.

Las soldaduras que a lo largo del proceso de fabricación resulten inaccesibles deberán inspeccionarse antes de que ello ocurra.

Cuando un elemento o una zona del mismo haya sido deformado para corregir desviaciones geométricas resultantes de la fabricación, todas las soldaduras situadas en

las zonas afectadas serán inspeccionadas y, si procediera, ensayadas, como si no lo hubieran sido con anterioridad.

El control de las soldaduras incluirá una serie de comprobaciones que serán, como mínimo:

- Una inspección visual conforme a la norma UNE-EN ISO 17637, preceptiva para toda la longitud del 100% de los cordones,
- unas comprobaciones adicionales mediante la realización de ensayos no destructivos, cuya frecuencia en función de la clase de ejecución, será la definida en el plan de control incluido en el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto. El Anejo 17 incluye, de forma orientativa, las frecuencias de ensayos no destructivos para los diferentes tipos de soldaduras más habituales, y
 - se realizarán ensayos adicionales en los puntos donde se sospeche que puedan existir defectos.

Si del control se derivase alguna no conformidad, se rechazará el lote y se incrementará la frecuencia de ensayos.

Para las cinco primeras soldaduras realizadas con un nuevo procedimiento de soldeo cualificado, se realizarán los correspondientes ensayos de producción, que deberán cumplir los requisitos siguientes:

- a) Las soldaduras cumplirán con el nivel de calidad B acorde con la norma UNE-EN ISO 5817,
- b) el % de cordones a ensayar será el doble de los valores propuestos en el Anejo 17, con un máximo del 100%, y
- c) la longitud mínima a inspeccionar será de 900 mm.

En el caso de pernos conectadores soldados solicitados a esfuerzo cortante para estructuras mixtas de acero y hormigón, la inspección y ensayos se realizarán de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 14555. Además de la inspección visual para las soldaduras de unión del 100 % de los pernos, se realizarán ensayos de doblado de cómo mínimo el 3 % del total de pernos para estructuras de clase de ejecución 2 y del 5 % del total de pernos para estructuras de clase de ejecución 3 y 4.

La inspección visual de los cordones se desarrollará una vez completadas todas las soldaduras de un área de inspección y previamente a la realización de cualquier ensayo.

La inspección visual incluirá:

- La existencia y situación de todos los cordones.
- La inspección de los cordones conforme a la norma UNE-EN ISO 17637.
- Zonas de cebado y cierre.

La inspección de la forma y superficie de los cordones de los nudos entre secciones huecas prestará atención especial a los siguientes aspectos:

- En el caso de secciones circulares, a las partes centrales del talón y de los flancos.
- En el caso de secciones cuadradas o rectangulares: a las cuatro esquinas.
- La aceptación de los cordones en la inspección visual se efectuará según lo que establece el apartado 94.6.

Se realizarán los siguientes ensayos no destructivos según los principios generales establecidos en la norma UNE-EN ISO 17635 y conforme a las especificaciones particulares de cada método de ensayo:

- Líquidos penetrantes (LP), realizados según UNE-EN ISO 3452-1 y con los criterios de aceptación de la norma UNE-EN ISO 23277.
- Partículas magnéticas (PM), realizadas según UNE-EN ISO 17638 y con los criterios de aceptación de la norma UNE-EN ISO 23278.

- Ultrasonidos (UT), realizados según UNE-EN ISO 17640 y con los criterios de aceptación de la norma UNE-EN ISO 11666.
- Radiografías (RX), según UNE-EN ISO 17636-1 y UNE-EN ISO 17636-2 y con los criterios de aceptación de la norma UNE-EN ISO 10675-1.

Cuando se localice alguna imperfección «admisible», acorde con la normativa que establezca su criterio de aceptación, no será precisa su reparación, pero se inspeccionará un tramo adicional del mismo cordón. Si en esta nueva inspección se encuentra una imperfección no admisible se repararán todos los defectos.

Si la imperfección es «no admisible», acorde con la normativa que establezca su criterio de aceptación, será necesaria su reparación, según un procedimiento establecido. Dicha reparación no afectará únicamente a la imperfección no admisible, sino también a todas aquellas imperfecciones calificadas como «admisibles» que se hayan detectado con anterioridad en la misma soldadura. Adicionalmente, se incrementará el nivel de control para las soldaduras realizadas por ese soldador en el porcentaje adicional indicado en el plan de control o según lo que establezca la dirección facultativa.

En todos los puntos donde existan cruces de cordones de soldadura se realizará una radiografía o ensayo por ultrasonidos adicional.

Esta inspección será posterior a la visual y realizada por el mismo inspector, que seleccionará estas soldaduras, y siempre comprenderá los extremos (inicios y finales) de cordones.

Cuando la porosidad superficial sea excesiva a juicio de la dirección facultativa, será obligatorio realizar una inspección del interior del cordón.

Asimismo, en general, se realizará una inspección radiográfica o ultrasónica de las soldaduras a tope, tanto de chapas en continuación como de uniones en T, cuando estas sean a tope. Cuando coexistan la inspección visual y la realización de ensayos no destructivos en una misma costura, se simultánean ambos cuando esto sea posible.

Las deformaciones provocadas por las soldaduras podrán ser corregidas por enderezado mediante la aplicación controlada de calor, siempre que se haga acorde con lo establecido en el apartado 91.3.2.

No se empleará agua o cualquier otro proceso para enfriar bruscamente.

Si durante la inspección visual de las soldaduras se detectase algún defecto, éste será corregido conforme al criterio que figura en la tabla 103.2:

Tabla 103.2 Defectos en soldaduras y criterio de corrección

Descripción del defecto	Corrección
Fisuras.	Saneado de las fisuras y nuevo cordón.
Poros y desbordamientos.	Soldar de nuevo después de sanear con arco-aire. Longitud mínima de saneado 40 mm.
Mordeduras.	Saneado y posterior depósito de material de aportación, longitud mínima de saneado 40 mm.
Concavidades y convexidades no previstas.	Amolado.
Otros defectos: entallas y estrías superficiales con posterior depósito de material; hendiduras de límite de aportación, etc.	Amolado o saneado por arco-aire.

103.2.2.7 Control de soldaduras reparadas.

Las reparaciones de soldaduras deben realizarse conforme a procedimientos cualificados. Los cordones reparados se inspeccionarán y ensayarán de nuevo como si fueran nuevos.

103.2.2.8 Control de uniones atornilladas.

El programa de control del constructor deberá considerar, en su caso, la comprobación de las uniones mediante fijación con elementos mecánicos, a las que se refiere el artículo 93.

Dichas comprobaciones deberán incluir las correspondientes a la aplicación de los pares de apriete adecuados, de acuerdo con lo especificado en el proyecto y en este Código. En el caso de tornillos pretensados se comprobará que el esfuerzo aplicado es superior al mínimo establecido en el proyecto.

Previamente a la ejecución de las uniones atornilladas, la dirección facultativa deberá aceptar, en su caso, el procedimiento de fijación con elementos mecánicos del constructor, que deberá incluir, entre otros, la secuencia de apriete, el método de apriete, los valores de referencia, la calibración periódica de las herramientas, etc.

Todas las uniones atornilladas se comprobarán visualmente después de que estén ajustadas con todos los tornillos colocados y antes de empezar el pretensado, si es el caso. En el caso de uniones con tornillos pretensados que trabajen por rozamiento, se deberá verificar visualmente el estado de las superficies a unir antes de su montaje.

En el caso de uniones con tornillos pretensados, la inspección de uniones ya ejecutadas se realizará en función del método de apriete utilizado. En general, dichas inspecciones tendrán por objetivo verificar que el esfuerzo de pretensado aplicado al tornillo es el adecuado:

- En el caso del método del par torsor (o de la llave dinamométrica), la inspección sobre un conjunto de fijación se realizará acorde con lo establecido en el punto 12.5.2.5 de la norma UNE-EN 1090-2.
- En el caso del método combinado, la inspección sobre un conjunto de fijación se realizará acorde con lo establecido en el punto 12.5.2.6 de la norma UNE-EN 1090-2.
- En el caso del método de la arandela con indicación directa de tensión, se seguirá la metodología de control indicada en el punto 12.5.2.8 de la norma UNE EN 1090-2 y en el apartado 5 de la norma UNE-EN 14399-9.

Los criterios de aceptación o rechazo serán los definidos al efecto en la norma UNE-EN 1090-2.

103.2.2.9 Control del armado en taller.

Antes de iniciarse la fabricación, el constructor propondrá, por escrito y con los planos necesarios, la secuencia de armado y soldeo, que a juicio de sus conocimientos y experiencia considere óptimas, en función de la máxima reducción de tensiones residuales y deformaciones previsibles. Estas secuencias se someterán a la dirección facultativa para su aprobación.

En el armado previo de taller se comprobará que la disposición y dimensiones de cada elemento se ajustan a las indicadas en los planos de taller. Se rectificarán o rechazarán todas las piezas que no permitan el acoplamiento mutuo, sin forzarlas, en la posición que hayan de tener, una vez efectuadas las uniones definitivas.

Para cada una de las piezas preparadas en taller se debe garantizar la trazabilidad, mediante algún procedimiento de marcado adecuado acorde con lo establecido en el apartado 91.3.1, identificando cada pieza con la marca que ha sido designada en los planos de taller.

Asimismo y de forma análoga, se debe garantizar la trazabilidad de cada uno de los elementos terminados en taller, identificando además su posición relativa en el conjunto de la obra.

La dirección facultativa efectuará las visitas e inspecciones que considere oportunas para comprobar el proceso de montaje.

El constructor realizará el control del armado en taller realizando las inspecciones que establezca el programa de control y el programa de puntos de inspección (PPI), que al menos serán las siguientes:

- Identificación de los elementos.
- Situación de los ejes de simetría.
- Situación de las zonas de sujeción a los elementos contiguos.
- Paralelismo de alas y platabandas.
- Perpendicularidad de alas y almas.
- Abollamiento, rectitud y planeidad de alas y almas.
- Contraflechas.

103.2.2.10 Control del montaje en blanco.

El correcto ajuste entre los diferentes tramos ejecutados en taller, antes de su envío a obra, debe ser verificado a través de un montaje en blanco en el propio taller, acorde con lo establecido en el apartado 91.5.

103.3 Control del montaje en obra.

103.3.1 Comprobaciones previas al montaje.

Previamente al inicio del montaje en obra, la dirección facultativa comprobará la correspondencia con el proyecto de los elementos elaborados en taller, así como la conformidad de la documentación suministrada con los mismos.

Asimismo, el constructor deberá preparar un procedimiento de montaje que deberá ser aprobado por la dirección facultativa, previamente al inicio de las operaciones de obra. El procedimiento de montaje constará, como mínimo, de los documentos, recogidos en los apartados siguientes.

103.3.1.1 Memoria de montaje.

La memoria de montaje deberá incluir los procedimientos a emplear para el montaje de la estructura, considerando los requisitos técnicos relativos a la seguridad de los trabajos. Incluirá el cálculo de las tolerancias de posicionamiento de cada componente de forma coherente con el sistema general de tolerancias (en especial en lo que al replanteo de placas base se refiere), la descripción y definición de los elementos auxiliares necesarios para el montaje (casquillos provisionales de apoyo, orejetas de izado, elementos de guiado, etc.), los dispositivos de elevación necesarios, la secuencia de montaje, los arriostramientos provisionales y las condiciones para su retirada y la retirada de elementos auxiliares, la definición de las uniones en obra, los medios de protección de soldaduras, los procedimientos de apriete de tornillos, etc.

Asimismo incluirá un apartado específico relativo a las comprobaciones de seguridad durante el montaje, comprobando además que, como consecuencia del proceso de montaje, no se generan solicitudes sobre la estructura que sean diferentes a las consideradas en el proyecto.

103.3.1.2 Planos de montaje.

Se comprobará que recogen la posición y movimientos de las piezas durante el montaje, los medios de izado, elementos auxiliares necesarios soldados o fijados por medios mecánicos a la estructura, los sistemas de apuntalamiento o arriostramiento provisionales y, en general, toda la información necesaria para el correcto manejo, colocación y fijación de las piezas en su posición definitiva.

103.3.1.3 Programa de inspección.

El programa de puntos de inspección (PPI) del montaje en obra reflejará el conjunto de controles, inspecciones y ensayos a realizar en la ejecución de la estructura de acero en obra por los diferentes agentes de control implicados, acorde con lo descrito en el apartado 102.1.

103.3.2 Comprobaciones durante el montaje.

Durante las operaciones de montaje se comprobará la conformidad de todas aquellas operaciones que se lleven a cabo, mediante la aplicación de criterios análogos a los establecidos por este Código para el montaje en taller.

En particular, se comprobará que cada operación se efectúa en el orden y con las herramientas especificadas, que el personal encargado de cada operación posee la cualificación adecuada, que se mantiene el adecuado sistema de trazabilidad que permita identificar el origen de cada incumplimiento, etc.

Una vez que se haya montado en obra un tramo, dovela o elemento, se deberá inspeccionar para descartar cualquier indicio de que sus componentes hayan sido deformados o sobrecargados, y para garantizar que todas las fijaciones y arriostramientos provisionales se hayan retirado, una vez que estos no sean necesarios. Asimismo, se realizará un examen de la posición geométrica de los puntos de unión con otros tramos con el objetivo de detectar cualquier desalineación o desplice de la estructura o de alguno de sus componentes por encima de las tolerancias máximas permitidas.

CAPÍTULO 25

Gestión de las estructuras de acero durante su vida de servicio**Artículo 104. Evaluación de estructuras existentes de acero.**

104.1 Objeto y planteamiento.

La evaluación de estructuras existentes de acero persigue el objetivo de cuantificar los niveles de seguridad de las estructuras y estimar la vida útil residual. Eso permite también identificar las zonas más sensibles o de mayores riesgos y, consiguientemente, orientar las actuaciones de reparación y refuerzo a las que se refieren los Artículos 105 y 106 siguientes.

En paralelo con el formato de proyecto y comprobación de estructuras de nueva planta, se mantiene, para la evaluación de estructuras existentes de acero, el marco de los Estados Límite.

Cabe advertir, no obstante, que en el contexto general del mantenimiento de las estructuras, descrito en el artículo 24, la comprobación de los Estados Límites de Servicio (ELS) no precisa de evaluación analítica, puesto que puede deducirse de los resultados del conjunto de inspecciones que se haya llevado a cabo en la estructura (rutinarias, principales y, en su caso, especiales).

Por lo tanto, la evaluación de las estructuras existentes de acero se ciñe al ámbito de los Estados Límite Últimos (ELU). La satisfacción de cualquiera de los estados límite últimos obedece a la comprobación de la inecuación

$$E_d \leq R_d$$

como en el proyecto de obra nueva. En caso contrario, salvo que se plantee otro criterio de análisis estructural deberá plantearse una intervención de refuerzo.

Por su parte, la determinación de la vida útil residual de una construcción de acero consistirá el deducir el período de tiempo, desde el instante de la evaluación, en el que la estructura o alguna de sus partes tarda en alcanzar alguno de los ELS o ELU identificados ya en la fase de proyecto o bien en el instante de evaluación. Los umbrales de aceptación, tanto en ELS como en ELU, están implícitos en las bases de proyecto y, en su caso, en el Programa de Inspección y Mantenimiento, como se explica en el capítulo 6 de este Código Estructural.

104.2 Principios básicos del análisis de construcciones existentes de acero.

Dado que la modificación, reparación y el refuerzo de una estructura existente puede resultar muy costosa, cabe plantearse la alternativa, no tan frecuente en la fase de proyecto de obra nueva, de utilizar criterios y procedimientos más sofisticados, manteniéndose una lógica proporcionalidad entre la ingeniería asociada a estos refinamientos, el coste previsible y los beneficios esperables.

Para el análisis de construcciones metálicas existentes, como señala el artículo 25, es posible utilizar tanto un formato semi-probablista con coeficientes parciales modificados, como un planteamiento probabilista.

El procedimiento de análisis estructural en estado límite último para la deducción de esfuerzos puede ser realizado a partir de modelos que se basan en el comportamiento elástico lineal de los materiales, en la teoría de la plasticidad (también denominado «análisis límite» o plástico) o procedimientos de análisis no lineal, como los que se plantean en el capítulo 5 de los Anejos 22 y 29. En todo caso, cualquiera de los análisis estructurales mencionados, deberán incluir los deterioros o daños detectados en la estructura. Este planteamiento responderá al criterio clásico de comprobación planteado en la inecuación $E_d \leq R_d$.

104.3 Propiedades de los materiales y geometría.

Las propiedades de los materiales y la geometría admiten tres niveles de definición:

- Valores tomados de la documentación del proyecto (resultados de los ensayos de control, valores definidos en los planos y en las bases de cálculo, resultados de ensayo posteriores en el contexto de inspecciones especiales realizadas en el pasado, etc.).
- Valores deducidos de una campaña de ensayos no destructivos (ultrasonidos, líquidos penetrantes, radiografías, etc.), acompañada de una caracterización completa de la geometría de las piezas y de las uniones correspondientes.
- Extracción de probetas y ensayos en laboratorio, tanto del acero de chapas y perfiles como de tornillos y otros elementos de unión.

El alcance de la investigación necesaria para caracterizar perfiles, chapas y elementos de unión dependerá de la respuesta obtenida en el análisis previo, del tipo de mecanismo de fallo previsible y de lo determinante que resulte la caracterización del material en la capacidad portante general de la estructura o la pieza.

Asimismo, será preciso incorporar coeficientes correctores a la geometría de partida en función del estado de deterioro de las piezas, lo que puede afectar a la reducción de su capacidad resistente.

104.4 Análisis estructural.

Los criterios y procedimientos de análisis estructural responderán a los principios establecidos en el capítulo 20.

Artículo 105. *Criterios generales para la reparación de estructuras de acero.*

105.1 Contexto general y objeto.

El proyecto de reparación debe ser el resultado de un trabajo previo de estudio de la información disponible, de un análisis adecuado de evaluación estructural y de vida útil residual y, por tanto, de un diagnóstico preciso, que dictamine la causa o causas que explican los daños observados y que, eventualmente, condicionan su nivel de seguridad y vida útil residual.

Consiguentemente, la definición de cualquier tipo de reparación exige la detección previa de los tipos de deterioros presentes, la comprensión de los mecanismos que han dado lugar a cada deterioro o daño y las actuaciones correspondientes, incluyendo la

prognosis de durabilidad de las mismas, aspecto asociado a la vida útil adicional que exija la propiedad.

El objeto de este artículo es presentar la sistemática que debe seguirse para proyectar y ejecutar la reparación de elementos estructurales de acero.

105.2 Clasificación de los deterioros y daños objeto de reparación.

A los efectos de las estructuras existentes de acero, los deterioros objeto de reparación se pueden clasificar en dos grandes grupos:

a) Deterioros y daños producidos por los procesos de degradación del propio acero por acciones mecánicas, físico-ambientales, químicas, etc.

b) Deterioros y daños producidos en las uniones de las piezas.

105.3 Proyecto de reparación.

Para la redacción del proyecto de reparación, se seguirá el siguiente procedimiento:

1. Inspección especial previa que, con carácter general, se habrá realizado antes de concluir en la necesidad de acometer un proyecto de reparación, como prevé el artículo 24.

2. Mapa de daños o deterioros, como resultado de la inspección especial, asociado a un catálogo de daños o deterioros elaborado desde la perspectiva de la solución de reparación y no tanto desde la etiología de los deterioros o daños. Dicho mapa representará, sobre planos, la ubicación y la identificación de los diferentes tipos de daño, con referencia explícita al catálogo de daños.

3. Formulación de un catálogo de soluciones que describa, para cada uno de los daños y deterioros identificados en ese catálogo, la solución prevista para su reparación.

En función de los criterios de vida útil adicional que se deseé otorgar a la estructura de acero, de la importancia del elemento objeto de reparación, de su accesibilidad o de otras consideraciones (estéticas, históricas o patrimoniales), la propiedad convendrá con el proyectista si las soluciones de reparación tienen carácter:

– Activo o preventivo, asociado a la idea de impedir el deterioro, en lo sucesivo, del elemento en cuestión, lo que implica estrategias de protección con elementos de sacrificio o con sistemas de tan lento deterioro que, en la práctica, su degradación sea irrelevante; o

– pasivo, asociado a la idea de que, al cabo de un cierto tiempo, será necesario de nuevo proceder a una reparación, cuando se haya agotado la vida útil adicional conferida tras la reparación.

En el proyecto de reparación, los planos podrán incluir una síntesis del método de reparación propuesto por el proyectista. El pliego de condiciones técnicas particulares contendrá la identificación de las unidades correspondientes, las especificaciones de los materiales, la forma de ejecución y la definición de la forma de medición y abono.

105.3.1 Catálogo de daños y mapa de daños.

Con el fin de identificar de manera inequívoca el estado de la estructura, el proyecto de reparación contendrá un catálogo de daños que, orientado a la elaboración del mapa de daños, incluirá:

– una denominación abreviada (un código corto de letras y números) para que se pueda incorporar al mapa de daños;

– una descripción sucinta pero suficiente del deterioro o daño objeto de reparación;

– unas fotografías o croquis suficientemente descriptivos del deterioro o daño correspondiente; y

– una identificación de la causa o causas que han producido estos deterioros o daños, aunque tengan orígenes diferentes pero manifestaciones similares y, sobre todo, se traten con la misma solución terapéutica.

El mapa de daños deberá incluir asimismo las referencias suficientes como para realizar la medición correspondiente y, en función de la posición de la zona objeto de reparación y de su accesibilidad, elaborar el correspondiente presupuesto.

105.3.2 Catálogo de soluciones de reparación.

El proyecto contendrá una definición pormenorizada de los procedimientos de reparación de las estructuras metálicas de acero afectadas por todos y cada uno de los daños y deterioros tipificados en el catálogo de daños y localizado en el correspondiente mapa de daños.

105.4 Plan de Inspección y Mantenimiento.

En consonancia con los principios establecidos en el artículo 24, el proyecto de reparación contendrá, como el de obra nueva, un plan de inspección y mantenimiento con los contenidos referidos a las actuaciones de reparación emprendidas, con mención específica a:

- La vida útil adicional prevista para la estructura reparada;
- la frecuencia deseable de las inspecciones de seguimiento de la estructura reparada;
- los criterios de inspección específicos que, en su caso, deban seguir los inspectores;
- las actuaciones de mantenimiento ordinario o especializado que, en su caso, deban realizarse.

De manera igualmente similar al caso de proyecto de obra nueva, una vez concluidos los trabajos, la dirección facultativa será responsable de la redacción de la actualización del plan de mantenimiento incluido en el proyecto de reparación. Dicho plan se entregará a la propiedad para la gestión de la conservación de la obra.

Artículo 106. *Criterios generales para el refuerzo de estructuras de acero.*

106.1 Contexto general y objeto.

Las actuaciones de refuerzo de estructuras de acero comparten con las de reparación de estructuras del mismo material la necesidad de haber desarrollado un trabajo previo de estudio de la información disponible, de un análisis adecuado de evaluación estructural y de vida útil residual y, por tanto, del punto de partida, en términos de prestaciones y vida útil residual, para el correcto planteamiento del alcance y procedimiento de refuerzo.

El objeto de este artículo es establecer la sistemática que debe seguirse a la hora de proyectar y ejecutar el refuerzo de elementos estructurales de acero.

106.2 Clasificación de los refuerzos estructurales en piezas de acero.

A los efectos de las estructuras existentes, los trabajos de refuerzo que cabe emprender se pueden clasificar en dos grandes grupos:

- a) Incremento de la capacidad de carga sin modificación de las secciones del elemento estructural.
- b) Incremento de la capacidad resistente de la sección o de la pieza.

106.3 Procedimientos de refuerzo de piezas de acero.

A partir de la clasificación realizada en el apartado 106.2, se plantean los dos procedimientos siguientes de refuerzo de estructuras existentes de acero.

La valoración estructural de todos los estados posibles, el inicial, los de las fases constructivas y el final requieren de un pormenorizado estudio, normalmente más complejo que el de las estructuras de nueva ejecución, que incorpora la necesidad de modelizar adecuadamente nuevos materiales y procesos constructivos o estados de solicitud que es preciso considerar cuidadosamente.

106.3.1 Refuerzo sin alterar la sección de la pieza.

Es una estrategia que afecta al esquema estático global de la estructura y conduce a disminuir las solicitudes del elemento afectado. Ello puede lograrse, por ejemplo, disminuyendo la carga muerta o sustituyéndola por soluciones ligeras, disponiendo apoyos intermedios en los vanos, o bien haciendo uso de pretensado exterior.

Esta forma de proceder obliga al proyectista a identificar los modos de fallo previsibles, distintos, en general, de los correspondientes al esquema estático de partida, y a justificar la idoneidad de la solución, tanto en ELS como en ELU.

106.3.2 Refuerzo aplicado a la sección de la pieza.

Se suele materializar con chapas o perfiles soldados o conectados mediante tornillos o roblones (excepcionalmente).

También esta solución exige la identificación de los modos de fallo previsibles y sus correspondientes implicaciones en ELS y ELU, tanto en las piezas originales como en las piezas añadidas o en su conexión.

Para la elección de procedimiento más idóneo de refuerzo, se deberán tener en cuenta aspectos como:

- La entrada en carga y los mecanismos de transferencia.
- La historia de cargas previa y la derivada del proceso constructivo.
- Otros condicionantes de ejecución.

106.4 Proyecto de refuerzo.

La redacción de los proyectos de refuerzo seguirá, como criterio general, el siguiente orden, coherente con los principios establecidos en este Código Estructural:

1. Inspección especial previa que, con carácter general, se habrá realizado antes de concluir en la necesidad de acometer un proyecto de refuerzo, como prevé el artículo 24. Especialmente importante en este punto es valorar el nivel de seguridad, porque de éste depende el alcance y magnitud del refuerzo.

2. Estudio de alternativas de refuerzo, con el fin de disponer de distintas posibilidades de refuerzo, con sus ventajas e inconvenientes, incluidas las fases de construcción y de mantenimiento posterior.

3. Redacción, propiamente dicha, de los documentos del proyecto, cuyo carácter es ya relativamente convencional.

106.5 Plan y Programa de Inspección y Mantenimiento.

En consonancia con los principios establecidos en el artículo 24, el proyecto de refuerzo contendrá, como el de obra nueva, un plan de inspección y mantenimiento con los contenidos referidos a las actuaciones de refuerzo emprendidas, con mención específica a:

- La vida útil adicional prevista para la estructura reforzada en su conjunto y la de sus elementos parciales, en su caso;
- la frecuencia deseable de las inspecciones de seguimiento de la estructura reforzada;
- la necesidad, eventualmente, de disponer un sistema de auscultación de seguimiento;
- los criterios de inspección específicos que, en su caso, deban seguir los inspectores;
- las actuaciones de mantenimiento ordinario o especializado que, en su caso, deban realizarse.

De manera igualmente similar al caso de proyecto de obra nueva, una vez concluidos los trabajos, la dirección facultativa será responsable de la redacción de un programa de inspección y mantenimiento que complete o actualice las previsiones del plan de inspección

y mantenimiento incluido en el proyecto de reparación. Dicho programa se entregará a la propiedad para la gestión de la conservación de la obra.

CAPÍTULO 26

Deconstrucción de estructuras de acero

Artículo 107. *Demolición de estructuras de acero.*

107.1 Generalidades.

A los efectos de este Código, se entiende por demolición de una estructura de acero el conjunto de procesos de desmontaje o desmantelamiento de la estructura, en su totalidad o de una parte de misma, por decisión de la propiedad y como consecuencia de la finalización de su vida de servicio.

La propiedad será responsable de disponer de un proyecto específico para las actividades de demolición incluidas en este artículo, siempre que se den cualquiera de las siguientes circunstancias:

- a. Se trate de la demolición de una estructura como consecuencia de un accidente, incendio o sismo,
- b. se trate de la demolición de una cubierta con estructura de acero, o cuando incluya elementos a flexión con luces de más de 10 m, o elementos verticales a compresión con alturas entre niveles superiores a 10 m.

Sin perjuicio de lo anterior, será de aplicación lo indicado en el apartado 77.1 para las estructuras de hormigón.

107.2 Trabajos previos a la demolición de la estructura de acero.

Antes del inicio de los trabajos de demolición o deconstrucción de la estructura, la propiedad deberá disponer la realización de una inspección in situ de la estructura, de acuerdo a los mismos criterios establecidos en el apartado 77.2 para las estructuras de hormigón. Se prestará especial atención las uniones entre distintos elementos.

La propiedad deberá facilitar al proyectista los planos y la documentación disponible, en su caso, tanto de la estructura como del resto de la construcción.

A partir de la información disponible y de la inspección realizada, se elaborará el proyecto de demolición que deberá contemplar, entre otros, los siguientes aspectos:

- a. Descripción de la estructura e identificación de las características del resto de la construcción, en su caso (por ejemplo, del edificio), con especial detalle de su esquema estructural resistente y de los materiales existentes;
- b. identificación de los servicios públicos que potencialmente pudieran verse afectados por la demolición;
- c. identificación de potenciales productos tóxicos o peligrosos para la salud generados durante la demolición, tales como asbestos, polvo de fibras sintéticas minerales, polvo de plomo, etc., así como la definición de procedimientos de gestión de dichos residuos, en su caso;
- d. evaluación de los riesgos de afección a las construcciones adyacentes y, en su caso, medidas para evitarlos;
- e. definición de la secuencia de demolición prevista para la estructura;
- f. definición de los medios previstos para demolición de cada parte;
- g. definición de los sistemas necesarios, en su caso, para garantizar la estabilidad del conjunto durante la demolición como, por ejemplo, apuntalamientos, apoyos provisionales, etc.;
- h. memoria y cálculos de la comprobaciones estructurales realizadas, en su caso;
- i. medidas de protección específicas tanto para el personal involucrado en las tareas de demolición, como para terceras personas que pudieran verse afectadas por la misma;
- j. sistema previsto para la gestión de los residuos generados durante la demolición.

En el caso de estructuras de acero, en función de su tipología, su estado y la concepción de sus uniones, la secuencia de demolición puede ser especialmente sensible cara a la seguridad, por lo que el proyecto deberá analizar las situaciones generadas durante el proceso, habilitando en su caso los apuntalamientos, apeos provisionales o cualquier otro sistema que se estime como necesario durante la demolición.

107.3 Proceso de demolición de la estructura.

Como criterio general, todas las actividades de demolición deberán realizarse conforme al proyecto y estar encaminadas a:

- preservar la seguridad del personal, evitando situaciones imprevistas que puedan afectar a la seguridad, y
- gestionar los residuos producidos de la manera más eficiente posible que en el caso de los elementos de acero, debe tender a la reciclabilidad de la totalidad de los mismos, en la línea de lo establecido en el artículo 108.

En general, el constructor podrá utilizar cualquiera de los métodos recogidos como aceptables en el proyecto de demolición. Entre ellos, cabe destacar los siguientes:

- a. Técnicas manuales,
- b. técnicas de percusión (por ejemplo, martillo neumático),
- c. técnicas de impacto (por ejemplo, bola de demolición),
- d. técnicas de abrasión (por ejemplo, chorro de agua a alta presión),
- e. uso de maquinaria pesada (por ejemplo, retroexcavadoras, pinzas de demolición, etc.),
- f. uso de explosivos, etc.

Asimismo, previamente al inicio de la propia demolición de la estructura se valorará la conveniencia de realizar otra serie de tareas de desmantelamiento de la construcción que, sin afectar a la estructura, pudieran provocar accidentes durante la demolición.

En el caso de uso de explosivos para la demolición, se estará a lo dispuesto en la legislación vigente que sea de aplicación.

Se procurará evitar situaciones provisionales como consecuencia de demoliciones parciales que pudieran llegar a comprometer el comportamiento global de la estructura, por ejemplo, en caso de sismo. Asimismo, en dichos casos de demolición parcial, deberá asegurarse que no quedan afectadas aquellas partes de la estructura que sean objeto de demolición, protegiéndolos adecuadamente, si ello fuera necesario.

Artículo 108. *Deconstrucción de estructuras de acero.*

Se entiende por deconstrucción de la estructura de acero al proceso ordenado de demolición de la estructura, de acuerdo con el correspondiente proyecto y con la finalidad de optimizar la reutilización de los propios elementos estructurales, en su caso, así como la separación, recogida selectiva y reciclado de los residuos generados.

Con carácter general serán de aplicación en estos casos, las prescripciones establecidas en el artículo 107 para la demolición, si bien en este caso será necesario adoptar algunas medidas adicionales encaminadas a posibilitar la reutilización de los elementos y el reciclado de los materiales, según el caso.

Dadas las características de las estructuras de acero y la potencialidad de reciclado de sus elementos, a los efectos de este Código, se entiende que cualquier desmantelamiento de la estructura debe consistir en su deconstrucción, salvo que existan razones justificadas que no lo aconsejen, de acuerdo con lo contemplado en el correspondiente proyecto.

Adicionalmente se llevará a cabo:

- Una identificación de los elementos estructurales potencialmente reutilizables,
- una identificación de los tipos y cantidades de residuos generados por la demolición, con especial atención a los residuos peligrosos,

- la elaboración de un estudio de gestión de residuos que contenga los destinos previstos para los residuos generados,
- la elaboración de un plan de gestión de los residuos generados por la demolición, orientado al reciclado de los mismos.

La ejecución de la deconstrucción de la estructura deberá llevarse a cabo por un constructor que esté en posesión de una certificación medioambiental de conformidad con la norma UNE-EN ISO 14001.

TÍTULO 4

Estructuras mixtas

CAPÍTULO 27

Criterios generales para las estructuras mixtas hormigón-acero

Artículo 109. *Ámbito de aplicación específico relativo a las estructuras mixtas hormigón-acero.*

Este título es aplicable a todas las estructuras y elementos mixtos, de hormigón y acero estructural, de edificación o de obra pública, de conformidad con lo indicado en el ámbito de aplicación general definido en el artículo 2 y con las excepciones siguientes:

- Aquellas cuyos elementos de hormigón presentan resistencias menores que 25 N/mm², ni superiores a 60 N/mm²;
- aquellas cuyos elementos de acero estructural presentan límites elásticos mayores que 460 N/mm², salvo en elementos de unión (tornillos, bulones, etc.);
- cualquier otro tipo de estructura mixta compuesta por hormigón y otro material con función resistente de distinta naturaleza que el acero estructural;
- las estructuras que hayan de estar expuestas normalmente a temperaturas superiores a 70 °C;
- las estructuras mixtas realizadas con hormigones especiales no considerados explícitamente en este Código, tales como los pesados, los refractarios u otras sustancias análogas;
- las estructuras en las que la acción del pretensado se introduce mediante armaduras activas;
- las tuberías empleadas para la distribución de cualquier tipo de fluido.

Artículo 110. *Requisitos específicos de las estructuras mixtas hormigón-acero.*

A los efectos de este Código, se definen como clases de exposición relativas a las estructuras mixtas, las recogidas en el artículo 27 para los elementos de hormigón y en el artículo 80 para los elementos de acero.

CAPÍTULO 28

Propiedades tecnológicas de los materiales para las estructuras mixtas hormigón-acero

Artículo 111. *Generalidades.*

Este capítulo prescribe los requisitos que deben cumplir los materiales utilizables en las estructuras mixtas hormigón-acero.

Los materiales y productos a emplear para las estructuras mixtas deberán ser conformes con lo indicado en este Código y, en particular, en los Capítulos 8 y 18 para los elementos de hormigón y de acero estructural, respectivamente.

Las propiedades de los elementos de conexión vienen definidas en el artículo 112.

Artículo 112. *Propiedades de elementos específicos de estructuras mixtas hormigón-acero.*

112.1 Pernos conectadores.

Se denomina perno conectador al elemento metálico formado por un vástago, coronado por una cabeza cilíndrica de mayor diámetro, que soldado a piezas de acero estructural constituye la conexión de estas con el hormigón circundante.

La altura total de los pernos conectadores no debe ser inferior, una vez soldados, a 3 veces su diámetro.

Las dimensiones de la cabeza deben cumplir que su diámetro sea mayor de 1,5 veces el diámetro del vástago y su altura 0,4 veces su diámetro.

Los pernos conectadores deberán cumplir los requisitos de la norma UNE-EN ISO 13918. Además, el acero de los mismos deberá cumplir las siguientes condiciones mecánicas, determinadas en ensayo de rotura a tracción, a temperatura ambiente, según la norma UNE-EN ISO 6892-1:

Límite elástico: $f_{y,pernos} > 360 \text{ N/mm}^2$

Carga de rotura: $f_{s,pernos} \geq 460 \text{ N/mm}^2$

Alargamiento en rotura: $\epsilon_{u,pernos} > 15 \%$

Estricción: $e > 50 \%$

Relación tensión de rotura y límite elástico: $f_s / f_y \geq 1,20$

Además, el acero deberá haber superado satisfactoriamente el ensayo de calificación de aptitud a la soldadura, según ANSI/AWS D1.1.

112.2 Chapa nervada para losas mixtas en edificación.

En el ámbito de este Código, se pueden emplear chapas nervadas fabricadas con uno de los siguientes materiales:

- a) Acero, conforme con la norma UNE-EN 10025,
- b) acero conformado en frío, conforme con la norma UNE-EN 10149-2 o UNE-EN 10149-3, o
- c) acero galvanizado, conforme con la norma UNE-EN 10346 o UNE-EN ISO 1461.

La especificación de las características de la chapa será conforme con lo indicado en los Artículos 83 y 84 de este Código.

El valor mínimo del espesor nominal de las chapas será de 0,70 mm.

Las chapas se designarán de acuerdo con, al menos, las siguientes características:

- Altura del nervio (h), que no deberá ser inferior a 45 mm,
- ancho útil (p) del nervio,
- paso o separación entre nervios (b), y
- espesor de la chapa (e).

Las chapas irán provistas de una serie de indentaciones o resaltes en su superficie de manera que el fabricante pueda garantizar su correcta adherencia al hormigón, durante su comportamiento en servicio. Dicha garantía podrá ser demostrada mediante los ensayos contemplados en el apartado B.3 del Apéndice B del Anejo 30, que permiten obtener los coeficientes a emplear en la comprobación a rasante de la sección, según el apartado 9 de dicho Anejo 30.

En el caso de que fuera necesario definirla geometría de la indentación o resalte, ésta vendrá definida por su geometría, para lo que se emplearán los siguientes parámetros:

- Tamaño,
- intensidad de repetición en la chapa,
- posición en el perfil,
- longitud, y
- en su caso, orientación respecto al eje de la chapa.

CAPÍTULO 29

Durabilidad de las estructuras mixtas hormigón-acero

Artículo 113. *Bases para la consideración de durabilidad de las estructuras mixtas hormigón-acero.*

La durabilidad de una estructura mixta hormigón-acero es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y solicitudes consideradas en el análisis estructural.

Una estructura mixta que sea durable debe conseguirse con una estrategia capaz de considerar todos los posibles factores de degradación de la estructura, tanto de sus elementos de hormigón, como los de acero estructural y actuar consecuentemente sobre cada una de las fases de proyecto, ejecución y uso de la estructura.

Una estrategia correcta para la durabilidad de una estructura mixta debe considerar lo establecido al efecto en los Capítulos 9 y 19, relativos a la durabilidad de los elementos de hormigón y de acero, respectivamente.

CAPÍTULO 30

Estructuras mixtas hormigón-acero. Dimensionamiento y comprobación

Artículo 114. *Comprobación y dimensionamiento de las estructuras mixtas hormigón-acero.*

Para el análisis estructural, el dimensionamiento y la comprobación de las estructuras mixtas de hormigón-acero, el autor del proyecto empleará el conjunto de principios y reglas establecidos en los Anejos 30 a 32.

Artículo 115. *Proyecto de estructuras mixtas hormigón-acero frente al fuego.*

En el caso de estructuras de acero que puedan estar sometidas a la acción del fuego, se estará a lo dispuesto en el Anejo 31.

Artículo 116. *Proyecto de estructuras mixtas hormigón-acero frente al sismo.*

En el caso de estructuras mixtas de hormigón y acero que puedan estar sometidas a la acción del sismo, será de aplicación la correspondiente reglamentación específica.

CAPÍTULO 31

Ejecución de estructuras mixtas hormigón-acero

Artículo 117. *Fabricación y montaje de la estructura metálica.*

En relación a su ejecución, a los elementos de acero estructural de las estructuras mixtas hormigón-acero, les será de aplicación lo establecido en el capítulo 21.

Artículo 118. *Armaduras pasivas.*

Las armaduras pasivas que forman parte del hormigón estructural de las estructuras mixtas hormigón-acero se regirán, en materia de ejecución, por lo establecido en los Artículos 48 y 49 del capítulo 11.

Artículo 119. *Elaboración, transporte y suministro y puesta en obra del hormigón.*

La elaboración, transporte y suministro y puesta en obra del hormigón utilizado en las estructuras mixtas hormigón-acero estará sujeta, en lo referente a su ejecución, a lo establecido en los Artículos 51 a 54 del capítulo 11.

CAPÍTULO 32

Gestión de la calidad del proyecto de estructuras mixtas hormigón-acero

Artículo 120. *Criterios específicos para el desarrollo del control de proyecto de estructuras mixtas hormigón-acero.*

120.1 Niveles del control de proyecto.

Cuando la propiedad decida la realización del control de proyecto, independientemente del nivel de supervisión adoptado (supervisión normal o supervisión ampliada, acorde el apartado B.4 del Apéndice B del Anejo 18), elegirá uno de los siguientes niveles de control:

- Control a nivel normal;
- control a nivel intenso.

La entidad de control identificará los aspectos que deben comprobarse y desarrollará, según el tipo de obra, una pauta de control adaptado, como la que, a título orientativo, se recoge en el Anejo 3.

La frecuencia de comprobación de los elementos mixtos compuestos por hormigón y acero, según el nivel de control adoptado, no debe ser menor que el indicado en el apartado 55.1, para los elementos de hormigón, y en el apartado 96.1, para los elementos de acero.

120.2 Documentación del control de proyecto.

Cualquiera que sea el nivel de control aplicado, la entidad de control entregará a la propiedad un informe escrito y firmado por persona física, con indicación de su cualificación y cargo dentro de la entidad, cuyo contenido será equivalente al definido para las estructuras de hormigón en el apartado 55.2 de este Código.

CAPÍTULO 33

Gestión de la calidad de los productos en estructuras mixtas hormigón-acero

Artículo 121. *Control de los productos en estructuras mixtas hormigón-acero.*

El control de la conformidad de los elementos de acero que forman parte de estructuras mixtas se realizará de conformidad con lo indicado en el capítulo 23.

En el caso de los elementos de hormigón y elementos prefabricados, se estará a lo dispuesto en el capítulo 13. Por su parte, para el control de los elementos conectadores se estará a lo dispuesto en el Anejo 30.

CAPÍTULO 34

Gestión de la calidad de la ejecución de estructuras mixtas hormigón-acero

Artículo 122. *Criterios para el control de la conformidad de la ejecución.*

El control de la conformidad de la ejecución de elementos de acero que forman parte de estructuras mixtas se realizará de conformidad con lo indicado en el capítulo 24.

En el caso de los elementos de hormigón, se estará a lo dispuesto en el capítulo 14.

CAPÍTULO 35

Gestión de las estructuras mixtas hormigón-acero durante su vida de servicio

Artículo 123. *Evaluación de estructuras existentes mixtas hormigón-acero.*

De acuerdo con los principios establecidos en el capítulo 6, la evaluación de estructuras existentes mixtas hormigón-acero persigue el objetivo de cuantificar los niveles de seguridad de las estructuras y estimar la vida útil residual.

Eso permite también identificar las zonas más sensibles o de mayores riesgos y, consiguientemente, orientar las correspondientes actuaciones de reparación y refuerzo, en su caso.

En paralelo con el formato de proyecto y comprobación de estructuras de nueva construcción, se mantiene el método de los Estados Límite para la evaluación de estructuras existentes mixtas hormigón-acero.

Por otra parte, en el contexto general del mantenimiento de las estructuras descrito en el artículo 24, la comprobación de los Estados Límites de Servicio (ELS) no precisa de evaluación analítica, puesto que puede deducirse de los resultados del conjunto de inspecciones que se haya llevado a cabo en la estructura (rutinarias, principales y, en su caso, especiales).

Por lo tanto, la evaluación de las estructuras existentes mixtas hormigón-acero se ciñe al ámbito de los Estados Límite Últimos (ELU). La satisfacción de cualquiera de los estados límite últimos obedece a la comprobación de la inecuación:

$$Ed \leq Rd$$

Como en el proyecto de obra nueva. En caso contrario, salvo que se plantea otro criterio de análisis estructural, deberá plantearse una intervención de refuerzo.

Por su parte, la determinación de la vida útil residual de una construcción mixta hormigón-acero consistirá el deducir el período de tiempo, desde el instante de la evaluación, en el que la estructura o alguna de sus partes tarda en alcanzar alguno de los ELS o ELU identificados ya en la fase de proyecto o bien en el instante de evaluación. Los umbrales de aceptación, tanto en ELS como en ELU, están implícitos en las bases de proyecto y, en su caso, en el programa de inspección y mantenimiento, como se explica en el capítulo 6 de este Código Estructural.

Para la valoración del estado de las construcciones existentes mixtas hormigón-acero, se aplicarán los criterios definidos en los Artículos 74 y 104 para los elementos de hormigón y de acero estructural, respectivamente.

Por su parte, los criterios para su reparación o refuerzo, según el caso, serán los mismos que los indicados en los Artículos 75 y 76 para los elementos de hormigón y en los Artículos 105 y 106 para los elementos de acero.

CAPÍTULO 36

Deconstrucción de estructuras mixtas hormigón-acero

Artículo 124. *Criterios para la demolición y deconstrucción de estructuras mixtas hormigón-acero.*

A los efectos de este Código se entiende por demolición de una estructura de mixta hormigón-acero el conjunto de procesos de desmontaje o desmantelamiento de la estructura, en su totalidad o de una parte de misma, por decisión de la propiedad y como consecuencia de la finalización de su vida de servicio.

Se entiende por deconstrucción de la estructura mixta el proceso ordenado de demolición de la estructura, de acuerdo con el correspondiente proyecto y con la finalidad de optimizar la reutilización de los propios elementos estructurales, en su caso, así como la separación, recogida selectiva y reciclado de los residuos generados.

La propiedad será responsable de disponer de un proyecto específico para las actividades de demolición incluidas en este artículo, siempre que se den cualquiera de las siguientes circunstancias:

- Se trate de la demolición de una estructura como consecuencia de un accidente, incendio o sismo;
- se trate de la demolición de una estructura que incluya elementos a flexión con luces de más de 10 m, o con elementos verticales a compresión con alturas entre niveles superiores a 10 m;
- en cualquier caso, cuando se trate de una estructura mixta que incluya elementos de hormigón pretensado;
- en cualquier caso, cuando se vaya a emplear explosivos.

Sin perjuicio de lo establecido en la legislación vigente que sea de aplicación, la demolición deberá ser objeto de un proyecto específico por parte de técnicos competentes con suficientes conocimientos estructurales, de forma que se garantice la seguridad durante los procesos de ejecución de la misma.

Se deberá cuidar especialmente la seguridad del personal involucrado en las tareas de demolición, especialmente en el caso de elementos estructurales que puedan ser especialmente frágiles (como por ejemplo, puede ser el caso de algunas cubiertas), o cuando la intervención sobre la estructura sea consecuencia de una circunstancia que haya podido disminuir especialmente su nivel de seguridad (como por ejemplo, un incendio, un sismo, etc.).

El manual de mantenimiento de la estructura entregado por el autor del proyecto a la propiedad deberá recoger aquellos criterios relacionados con la tipología y solución estructural adoptada que requieran, en su caso, de consideraciones especiales en el momento de su demolición.

Los criterios a aplicar en el ámbito de este artículo serán los mismos que los indicados en el capítulo 16 para las estructuras de hormigón y en el capítulo 26 para las estructuras de acero.

ANEJOS**ANEJO 1****Relación de normas UNE****Contenidos del anexo**

- 1 NORMAS UNE.**
- 2 NORMAS UNE-EN.**
- 3 NORMAS UNE-EN ISO.**
- 4 NORMAS UNE-EN ISO/IEC.**
- 5 OTRAS NORMAS.**

El articulado de este Código Estructural establece una serie de comprobaciones de la conformidad de los productos y los procesos incluidos en su ámbito que, en muchos casos, están referidos a normativa UNE, UNE-EN o UNE-EN ISO.

La relación de las versiones correspondientes a las normas aplicable en cada caso, con referencia a su fecha de aprobación, es la que se indica en este anexo, excepto en los siguientes casos:

(*) Normas armonizadas. Las normas armonizadas recogidas en este anexo se utilizarán en la última versión publicada en el Diario Oficial de la Unión Europea (DOUE)

(**) Norma citada en norma armonizada. Se utilizará la versión recogida en este anexo excepto dentro del ámbito de la norma armonizada, para la que se debe aplicar la versión incluida en dicha norma armonizada.

1 Normas UNE

UNE 14618:2017	Inspectores de construcciones soldadas. Cualificación y certificación
UNE 22470:2015	Sistema de gestión minera sostenible. Indicadores
UNE 22480:2015	Sistema de gestión minera sostenible. Requisitos
UNE 36060:2014 UNE 36060:2014/1M:2019	Mallas electrosoldadas de acero para uso estructural en armaduras de hormigón armado. Mallas electrosoldadas fabricadas con barras de acero B 500 SD
UNE 36065:2011	Barras corrugadas de acero soldable con características especiales de ductilidad para armaduras de hormigón armado
UNE 36068:2011	Barras corrugadas de acero soldable para uso estructural en armaduras de hormigón armado
UNE 36094:1997 UNE 36094:1997 Erratum	Alambres y cordones de acero para armaduras de hormigón pretensado
UNE 36521:2018	Productos de acero. Sección en I con alas inclinadas (antiguo IPN). Medidas
UNE 36522:2018	Productos de acero. Perfil U Normal (UPN). Medidas
UNE 36523:2018	Productos de acero. Perfil U de alas paralelas (UPE). Medidas
UNE 36524:2018	Productos de acero laminados en caliente. Perfiles HE de alas anchas y caras paralelas. Medidas
UNE 36525:2018	Productos de acero. Perfil U comercial. Medidas
UNE 36526:2018	Productos de acero laminados en caliente. Perfiles IPE. Medidas
UNE 36740:1998	Determinación de la adherencia de las barras y alambres de acero para armaduras de hormigón armado. Ensayo de la viga
UNE 36831:1997	Armaduras pasivas de acero para hormigón estructural. Corte, doblado y colocación de barras y mallas. Tolerancias. Formas preferentes de armado
UNE 36901:2018	Sistemas de gestión de la sostenibilidad siderúrgica. Requisitos

UNE 36904-1:2018	Siderurgia. Declaraciones ambientales de producto. Reglas de categoría de producto. Productos de acero para estructuras. Parte 1: Productos básicos
UNE 36904-2:2018	Siderurgia. Declaraciones ambientales de producto. Reglas de categoría de producto. Productos de acero para estructuras. Parte 2: Productos transformados y aplicadores de sistemas de pretensado
UNE 41184:1990	Sistema de pretensado para armaduras postensas. Definiciones, características y ensayos
UNE 48103:2014	Pinturas y barnices. Colores normalizados
UNE 53974:2011	Plásticos. Elementos aligerantes de poliestireno expandido (EPS) para forjados con nervios hormigonados en obra
UNE 67036:1999	Productos cerámicos de arcilla cocida. Ensayo de expansión por humedad
UNE 67037:1999	Bovedillas cerámicas de arcilla cocida. Ensayo de resistencia a flexión
UNE 83460-2:2005	Adiciones al hormigón. Humo se sílice. Parte 2: Recomendaciones generales para la utilización del humo de sílice
UNE 83503:2004	Hormigones con fibras. Medida de la docilidad por medio del cono invertido
UNE 83510:2004	Hormigones con fibras. Determinación del índice de tenacidad y resistencia a primera fisura
UNE 83515:2010	Hormigones con fibras. Determinación de la resistencia a fisuración, tenacidad y resistencia residual a tracción. Método Barcelona
UNE 83516:2015	Fibras para hormigón. Fibras de vidrio resistentes a los álcalis (AR). Definiciones, clasificación y especificaciones
UNE 83607:2014 IN	Hormigón proyectado. Recomendaciones de utilización
UNE 83951:2008	Durabilidad del hormigón. Aguas de amasado y aguas agresivas. Toma de muestras
UNE 83952:2008	Durabilidad del hormigón. Aguas de amasado y aguas agresivas. Determinación del PH. Método potenciométrico
UNE 83954:2008	Durabilidad del hormigón. Aguas agresivas. Determinación del contenido en ion amonio
UNE 83955:2008	Durabilidad del hormigón. Aguas agresivas. Determinación del contenido en ion magnesio
UNE 83956:2008	Durabilidad del hormigón. Aguas de amasado y aguas agresivas. Determinación del contenido en ion sulfato
UNE 83957:2008	Durabilidad del hormigón. Aguas de amasado y aguas agresivas. Determinación del residuo seco
UNE 83958:2014	Durabilidad del hormigón. Aguas de amasado y aguas agresivas. Determinación del contenido en cloruros
UNE 83959:2014	Durabilidad del hormigón. Aguas de amasado. Determinación cualitativa de hidratos de carbono

UNE 83960:2014	Durabilidad del hormigón. Aguas de amasado. Determinación del contenido de sustancias orgánicas solubles en éter
UNE 83963:2008	Durabilidad del hormigón. Suelos agresivos. Determinación del contenido en ion sulfato
UNE 83963:2008 Erratum:2011	
UNE 83993-1:2013	Durabilidad del hormigón. Métodos de ensayo. Determinación de la velocidad de penetración de la carbonatación en el hormigón endurecido. Parte 1: Método natural
UNE 146403:2018	Determinación de terrones de arcilla en áridos para la fabricación de morteros y hormigones
UNE 146404:2018	Áridos para hormigones. Medida del coeficiente de friabilidad de las arenas
UNE 146406:2018	Determinación del contenido, tamaño máximo característico y módulo granulométrico del árido grueso en el hormigón fresco
UNE 146508:2018	Ensayo de áridos. Determinación de la reactividad potencial álcali-sílice y álcali-silicato de los áridos. Método acelerado en probetas de mortero
UNE 146509:2018	Determinación de la reactividad potencial de los áridos con los alcalinos. Método de los prismas de hormigón
UNE 146513:2018	Ensayo de áridos. Determinación de la reactividad potencial de los áridos. Método químico. Determinación de la reactividad álcali carbonato
UNE 146901:2018	Áridos designación
UNE 150008:2008	Áridos Análisis y evaluación del riesgo ambiental
UNE 166002:2014	Gestión de la I+D+i: Requisitos del Sistema de Gestión de la I+D+i
UNE 180201:2016	Encofrados. Diseño general, requisitos de comportamiento y verificaciones

2 Normas UNE-EN

UNE-EN 196-1:2018(**)	Métodos de ensayo de cementos. Parte 1: Determinación de resistencias mecánicas
UNE-EN 196-2:2014(**)	Métodos de ensayo de cementos. Parte 2: Análisis químico de cementos
UNE-EN 196-3:2017(**)	Métodos de ensayo de cementos. Parte 3: Determinación del tiempo de fraguado y de la estabilidad de volumen
UNE-EN 197-1(*)	Cemento. Parte 1: Composición, especificaciones y criterios de conformidad de los cementos comunes
UNE-EN 206:2013+A1:2018(**)	Hormigón. Parte 1: Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad
UNE-EN 445:2009	Lechadas para tendones de pretensado: Métodos de ensayo
UNE-EN 447:2009	Lechadas para tendones de pretensado. Requisitos básicos

UNE-EN 450-1(*)	Cenizas volantes para hormigón. Parte 1: Definiciones, especificaciones y criterios de conformidad
UNE-EN 451-1:2017(**)	Métodos de ensayo de cenizas volantes. Parte 1: Determinación del contenido de óxido de calcio libre
UNE-EN 451-2:2017(**)	Métodos de ensayo de cenizas volantes. Parte 2: Determinación de la finura por tamizado en húmedo
UNE-EN 523(*)	Vainas de fleje de acero para tendones de pretensado. Terminología, requisitos, control de calidad
UNE-EN 524-1:1997(**)	Vainas de fleje de acero para tendones de pretensado. Métodos de ensayo. Parte 1: Determinación de la forma y las dimensiones
UNE-EN 524-2:1997(**)	Vainas de fleje de acero para tendones de pretensado. Métodos de ensayo. Parte 2: Determinación del comportamiento a flexión
UNE-EN 524-3:1997(**)	Vainas de fleje de acero para tendones de pretensado. Métodos de ensayo. Parte 3: Ensayo de flexión en dos direcciones
UNE-EN 524-4:1997(**)	Vainas de fleje de acero para tendones de pretensado. Métodos de ensayo. Parte 4: Determinación de la resistencia a cargas laterales
UNE-EN 524-5:1997(**)	Vainas de fleje de acero para tendones de pretensado. Métodos de ensayo. Parte 5: Determinación de la resistencia a tracción
UNE-EN 524-6:1997(**)	Vainas de fleje de acero para tendones de pretensado. Métodos de ensayo. Parte 6: Determinación de la estanquidad (determinación de la pérdida de agua)
UNE-EN 772-19:2001(**)	Métodos de ensayo de piezas para fábricas de albañilería. Parte 19: Determinación de la dilatación a la humedad de los grandes elementos de albañilería de arcilla cocida, perforados horizontalmente
UNE-EN 933-1:2012(**)	Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 1: Determinación de la granulometría de las partículas. Método del tamizado
UNE-EN 933-2:1996 UNE-EN 933-2:1996/1M:1999	Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 2: Determinación de la granulometría de las partículas. Tamices de ensayo, tamaño nominal de las aberturas
UNE-EN 933-3:2012(**)	Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 3: Determinación de la forma de las partículas. Índice de lajas
UNE-EN 933-8:2012 +A1:2015(**) UNE-EN 933-8:2012+A1:2015/1M:2016(**)	Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 8: Evaluación de los finos. Ensayo del equivalente de arena
UNE-EN 933-9:2010 +A1:2013(**)	Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 9: Evaluación de los finos. Ensayo de azul de metileno

UNE-EN 934-2(*)	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Parte 2: Aditivos para hormigones. Definiciones, requisitos, conformidad, marcado y etiquetado
UNE-EN 934-5(*)	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Parte 5: Aditivos para hormigón proyectado. Definiciones, requisitos, conformidad, marcado y etiquetado
UNE-EN 1062-3:2008(**)	Pinturas y barnices. Materiales de recubrimiento y sistemas de recubrimiento para albañilería exterior y hormigón. Parte 3: Determinación de la permeabilidad al agua líquida
UNE-EN 1065:1999 UNE-EN 1065:2001 Erratum	Puntales telescópicos regulables de acero. Especificaciones del producto, diseño y evaluación por cálculo y ensayos
UNE-EN 1090-1(*)	Ejecución de estructuras de acero y aluminio. Parte 1: Requisitos para la evaluación de la conformidad de los componentes estructurales
UNE-EN 1090-2:2019(**)	Ejecución de estructuras de acero y aluminio. Parte 2: Requisitos técnicos para la ejecución de estructuras de acero
UNE-EN 1097-2:2010(**)	Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 2: Métodos para la determinación de la resistencia a la fragmentación
UNE-EN 1097-6:2014(**)	Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 6: Determinación de la densidad de partículas y la absorción de agua
UNE-EN 1263-1:2014	Equipamiento para trabajos temporales de obra. Redes de seguridad. Parte 1: Requisitos de seguridad y métodos de ensayo (Ratificada por AENOR en julio de 2016)
UNE-EN 1363-2:2000	Ensayos de resistencia al fuego. Parte 2: Procedimientos alternativos y adicionales
UNE-EN 1365-3:2000	Ensayos de resistencia al fuego de los elementos portantes. Parte 3: Vigas
UNE-EN 1367-2:2010(**)	Ensayos para determinar las propiedades térmicas y de alteración de los áridos. Parte 2: Ensayo de sulfato de magnesio
UNE-EN 1504-2(*)	Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 2: Sistemas de protección superficial para el hormigón
UNE-EN 1504-3(*)	Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 3: Reparación estructural y no estructural
UNE-EN 1504-4(*)	Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 4: Adhesión estructural

UNE-EN 1504-5(*)	Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 5: Productos y sistemas para inyección del hormigón
UNE-EN 1504-6(*)	Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 6: Anclaje de armaduras de acero
UNE-EN 1504-7(*)	Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 7: Protección contra la corrosión de armaduras
UNE-EN 1504-9:2011(**)	Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad. Parte 9: Principios generales para el uso de productos y sistemas
UNE-EN 1542:2000(**)	Productos y sistemas para la protección y preparación de estructuras de hormigón. Métodos de ensayo. Determinación de la adhesión por tracción directa
UNE-EN 16031:2013	Puntales telescópicos regulables de aluminio. Especificaciones de producto, diseño y evaluación mediante cálculo y ensayos
UNE-EN 16502:2015	Método de ensayo para la determinación del grado de acidez de un suelo de acuerdo con Baumann-Gully
UNE-EN 1744-1:2010 +A1:2013(**)	Ensayos para determinar las propiedades químicas de los áridos. Parte 1: Análisis químico
UNE-EN 1766:2000(**)	Productos y sistemas para la protección y preparación de estructuras de hormigón. Métodos de ensayo. Hormigones de referencia para ensayos
UNE-EN 1990:2019	Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras
UNE-EN 1991-1-2:2019	Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-2: Acciones generales. Acciones en estructuras expuestas al fuego
UNE-EN 1991-2:2019	Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 2: Cargas de tráfico en puentes
UNE-EN 1992-1-1:2013	Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación
UNE-EN 1992-1-1:2013/A1:2015	Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego
UNE-EN 1992-1-2:2011	Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2: Puentes de hormigón. Cálculo y disposiciones constructivas
UNE-EN 1992-2:2013	Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios
UNE-EN 1993-1-1:2013	Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios
UNE-EN 1993-1-1:2013/A1:2014	

UNE-EN 1993-1-2:2016	Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego
UNE-EN 1993-1-4:2012	Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-4: Reglas generales. Reglas adicionales para los aceros inoxidables
UNE-EN 1993-1-5:2013	Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-5: Placas planas cargadas en su plano
UNE-EN 1993-1-8:2013	Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8: Uniones
UNE-EN 1993-1-9:2013	Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-9: Fatiga
UNE-EN 1993-1-10:2013	Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-10: Tenacidad de fractura y resistencia transversal
UNE-EN 1993-2:2013	Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 2: Puentes
UNE-EN 1994-1-1:2013	Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación
UNE-EN 1994-1-2:2016	Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego
UNE-EN 1994-2:2013	Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Parte 2: Reglas generales y reglas para puentes
UNE-EN 6892-1:2017	Materiales metálicos. Ensayo de tracción. Parte 1: Método de ensayo a temperatura ambiente (ISO 6892-1:2016)
UNE-EN 10024:1995	Productos de acero laminados en caliente. Sección en I con alas inclinadas. Tolerancias dimensionales y de forma
UNE-EN 10025-1(*)	Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 1: Condiciones técnicas generales de suministro
UNE-EN 10025-2:2006(**)	Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 2: Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales no aleados
UNE-EN 10025-3:2006(**)	Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 3: Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales soldables de grano fino en la condición de normalizado/laminado de normalización
UNE-EN 10025-4:2007(**)	Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 4: Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales soldables de grano fino laminados termomecánicamente
UNE-EN 10025-5:2007(**)	Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 5: Condiciones técnicas de suministro de

UNE-EN 10025-6: 2007/A1:2009(**)	los aceros estructurales con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica
UNE-EN 10029:2011	Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 6: Condiciones técnicas de suministro de los productos planos de aceros estructurales de alto límite elástico en la condición de templado y revenido
UNE-EN 10034:1994	Chapas de acero laminadas en caliente, de espesor igual o superior a 3 mm. Tolerancias dimensionales y sobre la forma
UNE-EN 10051:2012	Perfiles I y H de acero estructural. Tolerancias dimensionales y de forma. (Versión oficial EN 10034:1993)
UNE-EN 10055:1996	Bandas y chapas laminadas en caliente en continuo, obtenidas por corte de bandas anchas de acero aleado y no aleado. Tolerancias dimensionales y de forma
UNE-EN 10056-1:2017	Perfil T de acero con alas iguales y aristas redondeadas laminado en caliente. Medidas y tolerancias dimensionales y de forma
UNE-EN 10056-2:1994	Angulares de lados iguales y desiguales de acero estructural. Parte 1: Medidas
UNE-EN 10058:2004	Angulares de lados iguales y desiguales de acero estructural. Parte 2: tolerancias dimensionales y de forma. (Versión oficial EN 10056-2:1993)
UNE-EN 10059:2004	Barras rectangulares de acero laminadas en caliente para usos generales. Dimensiones y tolerancias dimensionales y de forma
UNE-EN 10060:2004	Barras cuadradas de acero laminadas en caliente para usos generales. Dimensiones y tolerancias dimensionales y de forma
UNE-EN 10061:2005(**)	Barras redondas de acero laminadas en caliente para usos generales. Dimensiones y tolerancias dimensionales y de forma
UNE-EN 10079:2008	Barras hexagonales de acero laminadas en caliente para usos generales. Dimensiones y tolerancias dimensionales y de forma
UNE-EN 10080:2006	Definición de los productos de acero
UNE-EN 10083-1:2008	Acero para el armado del hormigón. Acero soldable para armaduras de hormigón armado. Generalidades
UNE-EN 10088-1:2015(**)	Aceros para temple y revenido. Parte 1: Condiciones técnicas generales de suministro
UNE-EN 10088-4(*)	Aceros inoxidables. Parte 1: Relación de aceros inoxidables
UNE-EN 10088-5(*)	Aceros inoxidables. Parte 4: Condiciones técnicas de suministro para chapas y bandas de aceros resistentes a la corrosión para usos en construcción
	Aceros inoxidables. Parte 5: Condiciones técnicas de suministro para barras, alambrón, alambre, perfiles y

	productos brillantes de aceros resistentes a la corrosión para usos en construcción
UNE-EN 10131:2007	Productos planos de acero laminados en frío, no recubiertos o recubiertos electrolíticamente de cinc o cinc-níquel, de acero de bajo contenido en carbono y de acero de alto límite elástico para conformado en frío. Tolerancias dimensionales y de forma
UNE-EN 10149-2:2014	Productos planos laminados en caliente de alto límite elástico para conformado en frío. Parte 2: Condiciones de suministro para aceros en estado de laminado termomecánico
UNE-EN 10149-3:2014	Productos planos laminados en caliente de alto límite elástico para conformado en frío. Parte 2: Condiciones de suministro para aceros en estado de normalizado o de laminado de normalización
UNE-EN 10162:2005(**)	Perfiles de acero conformados en frío. Condiciones técnicas de suministro. Tolerancias dimensionales y de la sección transversal
UNE-EN 10164:2007(**)	Aceros de construcción con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto. Condiciones técnicas de suministro
UNE-EN 10204:2006(**)	Productos metálicos. Tipos de documentos de inspección
UNE-EN 10210-1(*)	Perfiles huecos para construcción, acabados en caliente, de acero no aleado y de grano fino. Parte 1: Condiciones técnicas de suministro
UNE-EN 10210-2(**)	Perfiles huecos para construcción, acabados en caliente, de acero no aleado y de grano fino. Parte 2: Tolerancias, dimensiones y propiedades de sección
UNE-EN 10219-1:2007(*)	Perfiles huecos para construcción soldados, conformados en frío de acero no aleado y de grano fino. Parte 1: Condiciones técnicas de suministro
UNE-EN 10219-1:2007 ERRATUM:2010	Perfiles huecos para construcción soldados, conformados en frío de acero no aleado y de grano fino. Parte 2: Tolerancias, dimensiones y propiedades de sección
UNE-EN 10219-2:2007(**)	Perfiles en U de acero laminado en caliente. Tolerancias dimensionales, de la forma y de la masa
UNE-EN 10279:2001(**)	Productos planos de acero recubiertos en continuo por inmersión en caliente. Condiciones técnicas de suministro
UNE-EN 10346:2015	Ensayos de hormigón fresco. Parte 1: Toma de muestras
UNE-EN 12350-1:2009	Ensayos de hormigón fresco. Parte 2: Ensayo de asentamiento
UNE-EN 12350-2:2009(**)	Ensayos de hormigón fresco. Parte 5: Ensayo de la mesa de sacudidas
UNE-EN 12350-5:2009	Ensayos de hormigón fresco. Parte 6: Determinación de la densidad
UNE-EN 12350-6:2009	

UNE-EN 12350-7:2010(**)	Ensayos de hormigón fresco. Parte 7: Determinación del contenido de aire. Métodos de presión
UNE-EN 12350-8:2011	Ensayos de hormigón fresco. Parte 8: Hormigón autocompactante. Ensayo del escurrimiento
UNE-EN 12350-9:2011	Ensayos de hormigón fresco. Parte 9: Hormigón autocompactante. Ensayo del embudo en V
UNE-EN 12350-10:2011	Ensayos de hormigón fresco. Parte 10: Hormigón autocompactante. Método de la caja en L
UNE-EN 12350-11:2010	Ensayos de hormigón fresco. Parte 11: Hormigón autocompactante. Ensayo de segregación por tamiz
UNE-EN 12350-12:2011	Ensayos de hormigón fresco. Parte 12: Hormigón autocompactante. Ensayo con el anillo japonés
UNE-EN 12390-1:2013	Ensayos de hormigón endurecido. Parte 1: Forma, dimensiones y otras características de las probetas y moldes
UNE-EN 12390-2:2009	Ensayos de hormigón endurecido. Parte 2: Fabricación y curado de probetas para ensayos de resistencia
UNE-EN 12390-2:2009/1M:2015	Ensayos de hormigón endurecido. Parte 2: Fabricación y curado de probetas para ensayos de resistencia
UNE-EN 12390-3:2009(**)	Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas
UNE-EN 12390-3:2009/AC:2011	Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas
UNE-EN 12390-8:2009	Ensayos de hormigón endurecido. Parte 8: Profundidad de penetración de agua bajo presión
UNE-EN 12390-8:2009/1M:2011	Ensayos de hormigón endurecido. Parte 8: Profundidad de penetración de agua bajo presión
UNE-EN 12390-13:2014	Ensayos de hormigón endurecido. Parte 13: Determinación del módulo secante de elasticidad en compresión
UNE-EN 12499:2003	Protección catódica interna de estructuras metálicas
UNE-EN 12499:2003/AC:2006	Protección catódica interna de estructuras metálicas
UNE-EN 12504-1:2009	Ensayos de hormigón en estructuras. Parte 1: Testigos. Extracción, examen y ensayo a compresión
UNE-EN 12620(*)	Áridos para hormigón
UNE-EN 12810-1:2005	Andamios de fachada de componentes prefabricados. Parte 1: Especificaciones de los productos
UNE-EN 12812:2008	Cimbras. Requisitos de comportamiento y diseño general
UNE-EN 13036-4:2012(**)	Características superficiales de carreteras y superficies aeroportuarias. Parte 4: Método para la medición de la resistencia al deslizamiento/derrape. Ensayo del péndulo
UNE-EN 13055-1(*)	Áridos ligeros. Parte 1: Áridos ligeros para hormigón, mortero e inyectado

UNE-EN 13055-1/AC:2004(*)	Áridos ligeros. Parte 1: Áridos ligeros para hormigón, mortero e inyectado
UNE-EN 13369:2013	Reglas comunes para productos prefabricados de hormigón
UNE-EN 13374:2013	Sistemas provisionales de protección de borde. Especificaciones del producto. Métodos de ensayo
UNE-EN 13381-1:2016	Métodos de ensayo para determinar la contribución a la resistencia al fuego de los elementos estructurales. Parte 1: Membranas protectoras horizontales
UNE-EN 13381-2:2016	Métodos de ensayo para determinar la contribución a la resistencia al fuego de los elementos estructurales. Parte 2: Membranas protectoras verticales
UNE-EN 13381-3:2016	Métodos de ensayo para determinar la contribución a la resistencia al fuego de elementos estructurales. Parte 3: Protección aplicada a elementos de hormigón
UNE-EN 13381-4:2014	Métodos de ensayo para determinar la contribución a la resistencia al fuego de elementos estructurales. Parte 4: Protección pasiva aplicada a elementos de acero
UNE-EN 13381-5:2016	Métodos de ensayo para determinar la contribución a la resistencia al fuego de elementos estructurales. Parte 5: Protección aplicada a elementos mixtos de hormigón/chapa de acero perfilada
UNE-EN 13381-6:2014	Métodos de ensayo para determinar la contribución a la resistencia al fuego de los elementos estructurales. Parte 6: Protección aplicada a pilares huecos de acero llenados de hormigón
UNE-EN 13438:2014	Pinturas y barnices. Recubrimientos orgánicos en polvo para productos de acero galvanizado en caliente o sherardizado, empleados en la construcción
UNE-EN 13479(*)	Consumibles para el soldeo. Norma general de producto para metales de aportación y fundentes para el soldeo por fusión de materiales metálicos
UNE-EN 13501-1:2007+A1:2010(**)	Clasificación en función del comportamiento frente al fuego de los productos de construcción y elementos para la edificación. Parte 1: Clasificación a partir de datos obtenidos de reacción al fuego
UNE-EN 13501-2:2009+A1:2010	Clasificación en función del comportamiento frente al fuego de los productos de construcción y elementos para la edificación. Parte 2: Clasificación a partir de datos obtenidos de los ensayos de resistencia al fuego excluidas las instalaciones de ventilación
UNE-EN 13577:2008	Ataque químico al hormigón. Determinación del contenido en dióxido de carbono agresivo en el agua
UNE-EN 13579:2003(**)	Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón. Métodos de ensayo. Ensayo de secado por impregnación hidrofóbica

UNE-EN 13670:2013	Ejecución de estructuras de hormigón
UNE-EN 14399-1(*)	Conjuntos de elementos de fijación estructurales de alta resistencia para precarga. Parte 1: Requisitos generales
UNE-EN 14399-2:2016(**)	Conjuntos de elementos de fijación estructurales de alta resistencia para precarga. Parte 2: Aptitud a la precarga
UNE-EN 14399-3:2016(**)	Conjuntos de elementos de fijación estructurales de alta resistencia para precarga. Parte 3: Sistema HR. Conjuntos de tornillo y tuerca de cabeza hexagonal
UNE-EN 14399-4:2016(**)	Conjuntos de elementos de fijación estructurales de alta resistencia para precarga. Parte 4: Sistema HV. Conjuntos de tornillo y tuerca de cabeza hexagonal
UNE-EN 14399-5:2016(**)	Conjuntos de elementos de fijación estructurales de alta resistencia para precarga. Parte 5: Arandelas planas
UNE-EN 14399-6:2016(**)	Conjuntos de elementos de fijación estructurales de alta resistencia para precarga. Parte 6: Arandelas planas achaflanadas
UNE-EN 14399-7:2009(**)	Conjuntos de elementos de fijación estructurales de alta resistencia para precarga. Parte 7: Sistema HR. Conjuntos de tornillo de cabeza avellanada y tuerca
UNE-EN 14399-8:2009(**)	Conjuntos de elementos de fijación estructurales de alta resistencia para precarga. Parte 8: Sistema HV. Conjuntos de tornillo calibrado y tuerca de cabeza hexagonal
UNE-EN 14399-10:2010(**)	Conjuntos de elementos de fijación estructurales de alta resistencia para precarga. Parte 10: Sistema HRC. Conjuntos de tornillo y tuerca con precarga calibrada
UNE-EN 14487-1:2008	Hormigón proyectado. Parte 1: Definiciones, especificaciones y conformidad
UNE-EN 14488-1:2006	Ensayos de hormigón proyectado. Parte 1: Toma de muestras de hormigón fresco y endurecido
UNE-EN 14488-2:2007	Ensayos de hormigón proyectado. Parte 2: Resistencia a compresión del hormigón proyectado a corta edad
UNE-EN 14488-5:2007	Ensayos de hormigón proyectado. Parte 5: Determinación de la capacidad de absorción de energía de probetas planas reforzadas con fibras
UNE-EN 14488-7:2007	Ensayos de hormigón proyectado. Parte 7: Contenido en fibras del hormigón reforzado con fibras
UNE-EN 14630:2007(**)	Productos y sistemas para la reparación y protección de estructuras de hormigón. Parte 1: Métodos de ensayo. Determinación de la profundidad de carbonatación en un hormigón endurecido por el método de la fenolftaleína
UNE-EN 14647(*)	Cemento de aluminato de calcio. Composición, especificaciones y criterios de conformidad
UNE-EN 14651:2007+A1:2008	Método de ensayo para hormigón con fibras metálicas. Determinación de la resistencia a la tracción por flexión (límite de proporcionalidad (LOP), resistencia residual

UNE-EN 14721:2006+A1:2008	Métodos de ensayo para hormigón con fibras metálicas. Determinación del contenido en fibras en el hormigón fresco y en el endurecido
UNE-EN 14889-1(*)	Fibras para hormigón. Parte 1: Fibras de acero. Definiciones, especificaciones y conformidad
UNE-EN 14889-2(*)	Fibras para hormigón. Parte 2: Fibras poliméricas. Definiciones, especificaciones y conformidad
UNE-EN 14889-7:2007	Fibras para hormigón. Parte 7: Contenido en fibras del hormigón reforzado con fibras
UNE-EN 15037-2:2009+A1:2011	Productos prefabricados de hormigón. Sistemas de forjado de vigueta y bovedilla. Parte 2: Bovedillas de hormigón
UNE-EN 15037-3(*)	Productos prefabricados de hormigón. Sistemas de forjado de vigueta y bovedilla. Parte 3: Bovedillas de arcilla cocida
UNE-EN 15037-4(*)	Productos prefabricados de hormigón. Sistemas de forjado de vigueta y bovedilla. Parte 4: Bovedillas de poliestireno expandido
UNE-EN 15037-5(*)	Productos prefabricados de hormigón. Sistemas de forjado de vigueta y bovedilla. Parte 5: Bovedillas ligeras para encofrados simples
UNE-EN 15048-1(*)	Uniones atornilladas estructurales sin precarga. Parte 1: Requisitos generales
UNE-EN 15048-2:2017(**)	Uniones atornilladas estructurales sin precarga. Parte 2: Aptitud al uso
UNE-EN 15305:2010	Ensayos no destructivos. Método de ensayo para el análisis de la tensión residual por difracción de rayos X
UNE-EN 15773:2019	Aplicación industrial de recubrimientos orgánicos en polvo sobre artículos de acero galvanizados en caliente o sherardizados [sistemas dúplex]. Especificaciones, recomendaciones y directrices
UNE-EN 15804:2012+A1:2014	Sostenibilidad en la construcción. Declaraciones ambientales de producto. Reglas de categoría de producto básicas para productos de construcción
UNE-EN 16247-1:2012	Auditorías energéticas. Parte 1: Requisitos generales
UNE-EN 16757:2018	Sostenibilidad de las obras de construcción. Declaraciones ambientales de producto. Reglas de Categoría de Producto para hormigón y elementos de hormigón
UNE-EN 83460-2:2005	Adiciones al hormigón. Humo de sílice. Parte 2: Recomendaciones generales para la utilización del humo de sílice
UNE-EN 83503:2004	Hormigones con fibras. Medida de la docilidad por medio del cono invertido
UNE-EN 83510:2004	Hormigones con fibras. Determinación del índice de tenacidad y resistencia a primera fisura

UNE-EN 83515:2010	Hormigones con fibras. Determinación de la resistencia a fisuración, tenacidad y resistencia residual a tracción. Método Barcelona
UNE-EN 83516:2015	Fibras para hormigón. Fibras de vidrio resistentes a los álcalis (AR). Definiciones, clasificación y especificaciones
UNE-EN 83607:2014 IN	Hormigón proyectado. Recomendaciones de utilización

3 Normas UNE-EN ISO

UNE-EN ISO 148-1:2017	Materiales metálicos. Ensayo de flexión por choque con péndulo Charpy. Parte 1: Método de ensayo. (ISO 148-1:2016)
UNE-EN ISO 286-2:2011	Especificación geométrica de productos (GPS). Sistema de codificación ISO para las tolerancias en dimensiones lineales. Parte 2: Tablas de las clases de tolerancia normalizadas y de las desviaciones límite para agujeros y ejes. (ISO 286-2:2010)
UNE-EN ISO 868:2003(**)	Plásticos y ebonita. Determinación de la dureza de indentación por medio de un durómetro (dureza Shore). (ISO 868:2003)
UNE-EN ISO 898-1:2015(**)	Características mecánicas de los elementos de fijación de acero al carbono y de acero aleado. Parte 1: Pernos, tornillos y bulones con clases de calidad especificadas. Rosca de paso grueso y rosca de paso fino. (ISO 898-1:2013)
UNE-EN ISO 898-2:2013(**)	Características mecánicas de los elementos de fijación de acero al carbono y de acero aleado. Parte 2: Tuercas con clases de calidad especificadas. Rosca de paso grueso y rosca de paso fino. (ISO 898-2:2012)
UNE-EN ISO 1461:2010	Recubrimientos de galvanización en caliente sobre piezas de hierro y acero. Especificaciones y métodos de ensayo. (ISO 1461:2009)
UNE-EN ISO 2063-1:2018	Proyección térmica. Cinc, aluminio y sus aleaciones. Parte 1: Consideraciones de diseño y requisitos de calidad para sistemas de protección contra la corrosión. (ISO 2063-1:2017)
UNE-EN ISO 2063-2:2018	Proyección térmica. Cinc, aluminio y sus aleaciones. Parte 2: Ejecución de sistemas de protección contra la corrosión. (ISO 2063-2: 2017)
UNE-EN ISO 2409:2013(**)	Pinturas y barnices. Ensayo de corte por enrejado. (ISO 2409:2013)
UNE-EN ISO 2812-1:2018(**)	Pinturas y barnices. Determinación de la resistencia a líquidos. Parte 1: Inmersión en líquidos distintos al agua. (ISO 2812-1:2017)
UNE-EN ISO 2812-2:2007	Pinturas y barnices. Determinación de la resistencia a líquidos. Parte 2: Método de inmersión en agua. (ISO 2812-2:2007)

UNE-EN ISO 3452-1:2013	Ensayos no destructivos. Ensayo por líquidos penetrantes. Parte 1: Principios generales. (ISO 3452-1:2013, versión corregida 2014-05-01)
UNE-EN ISO 3506-1:2010	Características mecánicas de los elementos de fijación de acero inoxidable resistente a la corrosión. Parte 1: Pernos, tornillos y bulones. (ISO 3506-1:2009)
UNE-EN ISO 3834-2:2006	Requisitos de calidad para el soldeo por fusión de materiales metálicos. Parte 2: Requisitos de calidad completos (ISO 3834-2:2005)
UNE-EN ISO 3834-3:2006	Requisitos de calidad para el soldeo por fusión de materiales metálicos. Parte 3: Requisitos de calidad normales. (ISO 3834-3:2005)
UNE-EN ISO 3834-4:2006	Requisitos de calidad para el soldeo por fusión de materiales metálicos. Parte 4: Requisitos de calidad elementales. (ISO 3834-4:2005)
UNE-EN ISO 4014:2011	Pernos de cabeza hexagonal. Productos de clases A y B. (ISO 4014:2011)
UNE-EN ISO 4016:2011	Pernos de cabeza hexagonal. Productos de clase C. (ISO 4016:2011)
UNE-EN ISO 4017:2015	Elementos de fijación. Tornillos de cabeza hexagonal. Productos de clases A y B. (ISO 4017:2014)
UNE-EN ISO 4018:2011	Tornillos de cabeza hexagonal. Productos de clase C. (ISO 4018:2011)
UNE-EN ISO 4032:2013	Tueras hexagonales normales, tipo 1. Productos de clases A y B. (ISO 4032:2012)
UNE-EN ISO 4033:2013	Tueras hexagonales altas, tipo 2. Productos de clases A y B. (ISO 4033:2012)
UNE-EN ISO 4034:2013	Tueras hexagonales normales, tipo 1. Producto de clase C. (ISO 4034:2012)
UNE-EN ISO 4063:2011	Soldo y técnicas conexas. Nomenclatura de procesos y números de referencia. (ISO 4063:2009, versión corregida 2010-03-01)
UNE-EN ISO 4624:2016	Pinturas y barnices. Ensayo de adherencia por tracción. (ISO 4624:2016)
UNE-EN ISO 4628-2:2016(**)	Pinturas y barnices. Evaluación de la degradación de los recubrimientos. Designación de la intensidad, cantidad y tamaño de los tipos más comunes de defectos. Parte 2: Evaluación del grado de ampollamiento. (ISO 4628-2:2016)
UNE-EN ISO 4628-3:2016	Pinturas y barnices. Evaluación de la degradación de los recubrimientos. Designación de la intensidad, cantidad y tamaño de los tipos más comunes de defectos. Parte 3: Evaluación del grado de oxidación. (ISO 4628-3:2016)
UNE-EN ISO 4628-4:2016(**)	Pinturas y barnices. Evaluación de la degradación de los recubrimientos. Designación de la intensidad, cantidad y

UNE-EN ISO 4628-5:2016(**)	tamaño de los tipos más comunes de defectos. Parte 4: Evaluación del grado de agrietamiento. (ISO 4628-4:2016)
UNE-EN ISO 4885:2017	Pinturas y barnices. Evaluación de la degradación de los recubrimientos. Designación de la intensidad, cantidad y tamaño de los tipos más comunes de defectos. Parte 5: Evaluación del grado de descamación. (ISO 4628-5:2016)
UNE-EN ISO 5470-1:2017(**)	Productos siderúrgicos. Tratamientos térmicos. Vocabulario. (ISO 4885:2017)
UNE-EN ISO 5817:2014	Tejidos recubiertos de plástico y caucho. Determinación de la resistencia a la abrasión. Parte 1: Aparato de ensayo de abrasión Taber (ISO 5470-1:2016)
UNE-EN ISO 6270-1:2019	Soldeo. Uniones soldadas por fusión en acero, níquel, titanio y sus aleaciones (excluido el soldeo por haz de electrones). Niveles de calidad para las imperfecciones. (ISO 5817:2014)
UNE-EN ISO 6272-1:2012(**)	Pinturas y barnices. Determinación de la resistencia a la humedad. Parte 1: Condensación (exposición a una cara). (ISO 6270-1:2017)
UNE-EN ISO 6507-1:2018(**)	Pinturas y barnices. Ensayos de deformación rápida (resistencia al impacto). Parte 1: Ensayo de caída de una masa con percutor de gran superficie. (ISO 6272:2011)
UNE-EN ISO 6507-2:2007	Materiales metálicos. Ensayo de dureza Vickers. Parte 1: Método de ensayo (ISO 6507-1:2018)
UNE-EN ISO 6507-3:2007	Materiales metálicos. Ensayo de dureza Vickers. Parte 2: Verificación y calibración de las máquinas de ensayo (ISO 6507-2:2005)
UNE-EN ISO 6507-4:2007	Materiales metálicos. Ensayo de dureza Vickers. Parte 3: Calibración de los bloques patrón (ISO 6507-3:2005)
UNE-EN ISO 6892-1:2017	Materiales metálicos. Ensayo de dureza Vickers. Parte 4: Tabla de valores de dureza (ISO 6507-4:2005)
UNE-EN ISO 7089:2000	Materiales metálicos. Ensayo de tracción. Parte 1: Método de ensayo a temperatura ambiente. (ISO 6892-1:2016)
UNE-EN ISO 7090:2000	Arandelas planas. Serie normal. Producto de clase A. (ISO 7089:2000)
UNE-EN ISO 7091:2000	Arandelas planas achaflanadas. Serie normal. Producto de clase A. (ISO 7090:2000)
UNE-EN ISO 7092:2000	Arandelas planas. Serie normal. Producto de clase C. (ISO 7091:2000)
UNE-EN ISO 7093-1:2000	Arandelas planas. Serie estrecha. Producto de clase A. (ISO 7092:2000)
UNE-EN ISO 7093-2:2000	Arandelas planas. Serie ancha. Parte 1: Producto de clase A. (ISO 7093-1:2000)
	Arandelas planas. Serie ancha. Parte 2: Producto de clase C. (ISO 7093-2:2000)

UNE-EN ISO 7094:2000	Arandelas planas. Serie extra ancha. Producto de clase C. (ISO 7094:2000)
UNE-EN ISO 7438:2016	Materiales metálicos. Ensayo de doblado (ISO 7438:2016)
UNE-EN ISO 7783:2012	Pinturas y barnices. Determinación de la permeabilidad al vapor de agua. Método de la cápsula. (ISO 7783:2011)
UNE-EN ISO 8501-1:2008	Preparación de substratos de acero previa a la aplicación de pinturas y productos relacionados. Evaluación visual de la limpieza de las superficies. Parte 1: Grados de óxido y de preparación de substratos de acero no pintados después de eliminar totalmente los recubrimientos anteriores. (ISO 8501-1:2007)
UNE-EN ISO 8502-3:2017	Preparación de sustratos de acero previa a la aplicación de pinturas y productos relacionados. Ensayos para la evaluación de la limpieza de las superficies. Parte 3: Determinación del polvo sobre superficies de acero preparadas para ser pintadas (método de la cinta adhesiva sensible a la presión). (ISO 8502-3:2017)
UNE-EN ISO 8503-1:2012	Preparación de substratos de acero previa a la aplicación de pinturas y productos afines. Características de rugosidad de los substratos de acero chorreados. Parte 1: Especificaciones y definiciones relativas a las muestras ISO de comparación táctil-visual para la evaluación de superficies preparadas mediante proyección de agentes abrasivos. (ISO 8503-1:2012)
UNE-EN ISO 8503-2:2012	Preparación de substratos de acero previa a la aplicación de pinturas y productos afines. Características de rugosidad de los substratos de acero chorreados. Parte 2: Método para caracterizar un perfil de superficie de acero decapado por proyección de agentes abrasivos. Utilización de muestras ISO de comparación táctil-visual. (ISO 8503-2:2012)
UNE-EN ISO 8503-3:2012	Preparación de substratos de acero previa a la aplicación de pinturas y productos afines. Características de rugosidad de los substratos de acero chorreados. Parte 3: Método de calibración de las muestras ISO de comparación táctil-visual y de caracterización de un perfil de superficie. Utilización de un microscopio óptico. (ISO 8503-3:2012)
UNE-EN ISO 8503-4:2012	Preparación de substratos de acero previa a la aplicación de pinturas y productos afines. Características de rugosidad de los substratos de acero chorreados. Parte 4: Método para la calibración de las muestras ISO de comparación táctil-visual y de caracterización de un perfil de superficie. Utilización de un palpador. (ISO 8503-4:2012)
UNE-EN ISO 8503-5:2017	Preparación de substratos de acero previa a la aplicación de pinturas y productos afines. Características de la rugosidad de los substratos de acero chorreados. Parte 5: Método de la cinta réplica para la determinación del perfil de superficie (ISO 8503-5:2017)

UNE-EN ISO 8504-1:2002	Preparación de sustratos de acero previa a la aplicación de pinturas y productos relacionados. Métodos de preparación de las superficies. Parte 1: Principios generales. (ISO 8504-1:2000)
UNE-EN ISO 8504-2:2002	Preparación de sustratos de acero previa a la aplicación de pinturas y productos relacionados. Métodos de preparación de las superficies. Parte 2: Limpieza por chorreado abrasivo. (ISO 8504-2:2000)
UNE-EN ISO 8504-3:2002	Preparación de sustratos de acero previa a la aplicación de pinturas y productos relacionados. Métodos de preparación de las superficies. Parte 3: Limpieza manual y con herramientas motorizadas. (ISO 8504-3:1993)
UNE-EN ISO 9001:2015(**)	Sistemas de gestión de la calidad. Requisitos. (ISO 9001:2015)
UNE-EN ISO 9013:2017	Corte térmico. Clasificación de los cortes térmicos. Especificación geométrica de los productos y tolerancias de calidad. (ISO 9013:2017)
UNE-EN ISO 9227:2017	Ensayos de corrosión en atmósferas artificiales. Ensayos de niebla salina. (ISO 9227:2017)
UNE-EN ISO 9606-1:2017	Cualificación de soldadores. Soldeo por fusión. Parte 1: Aceros (ISO 9606-1:2012 incluido Cor 1:2012 y Cor. 2:2013)
UNE-EN ISO 9692-1:2014	Soldeo y procesos afines. Tipos de preparación de uniones. Parte 1: Soldeo por arco con electrodos revestidos, soldeo por arco protegido con gas y electrodo de aporte, soldeo por llama, soldeo por arco con gas inerte y electrodo de volframio y soldeo por haz de alta energía de aceros. (ISO 9692-1:2013)
UNE-EN ISO 9712:2012	Ensayos no destructivos. Cualificación y certificación del personal que realiza ensayos no destructivos. (ISO 9712:2012)
UNE-EN ISO 10675-1:2017	Ensayo no destructivo de uniones soldadas. Niveles de aceptación para los ensayos radiográficos. Parte 1: Acero, níquel, titanio y sus aleaciones. (ISO 10675-1:2016)
UNE-EN ISO 11666:2011	Ensayo no destructivo de uniones soldadas. Ensayo por ultrasonidos. Niveles de aceptación. (ISO 11666:2010)
UNE-EN ISO 12696:2017	Protección catódica del acero en el hormigón. (ISO 12696:2016)
UNE-EN ISO 12944-4:2018	Pinturas y barnices. Protección de estructuras de acero frente a la corrosión mediante sistemas de pintura protectores. Parte 4: Tipos y preparación de superficies. (ISO 12944-4:2017)
UNE-EN ISO 12944-5:2018	Pinturas y barnices. Protección de estructuras de acero frente a la corrosión mediante sistemas de pintura protectores. Parte 5: Sistemas de pintura protectores. (ISO 12944-5:2018)

UNE-EN ISO 12944-6:2018	Pinturas y barnices. Protección de estructuras de acero frente a la corrosión mediante sistemas de pintura protectores. Parte 6: Ensayos de comportamiento en laboratorio. (ISO 12944-6:2018)
UNE-EN ISO 13918:2009	Soldeo. Espárragos y férulas cerámicas para el soldeo por arco de espárragos (ISO 13918:2008)
UNE-EN ISO 13920:1997	Soldeo. Tolerancias generales en construcciones soldadas. Dimensiones de longitudes y ángulos. Forma y posición. (ISO 13920:1996)
UNE-EN ISO 14001:2015	Sistemas de gestión ambiental. Requisitos con orientación para su uso. (ISO 14001:2015)
UNE-EN ISO 14025:2010	Etiquetas y declaraciones ambientales. Declaraciones ambientales tipo III. Principios y procedimientos. (ISO 14025:2006)
UNE-EN ISO 14555: 2017	Soldeo. Soldeo por arco de espárragos de materiales metálicos. (ISO 14555:2017)
UNE-EN ISO 14713-1:2017	Recubrimientos de cinc. Directrices y recomendaciones para la protección frente a la corrosión de las estructuras de hierro y acero. Parte 1: Principios generales de diseño y resistencia a la corrosión. (ISO 14713-1:2017)
UNE-EN ISO 14713-2:2011	Directrices y recomendaciones para la protección frente a la corrosión de las estructuras de hierro y acero. Recubrimientos de cinc. Parte 2: Galvanización en caliente. (ISO 14713-2:2009)
UNE-EN ISO 14713-3:2017	Directrices y recomendaciones para la protección frente a la corrosión de las estructuras de hierro y acero. Recubrimientos de cinc. Parte 3: Sherardización. (ISO 14713-3:2017)
UNE-EN ISO 14731:2008	Coordinación del soldeo. Tareas y responsabilidades. (ISO 14731:2006)
UNE-EN ISO 14732:2014	Personal de soldeo. Ensayos de cualificación de operadores de soldeo y ajustadores de soldeo para el soldeo automático y mecanizado de materiales metálicos. (ISO 14732:2013)
UNE-EN ISO 15609-1:2005	Especificación y cualificación de los procedimientos de soldeo para los materiales metálicos. Especificación del procedimiento de soldeo. Parte 1: Soldeo por arco. (ISO 15609-1:2004)
UNE-EN ISO 15610:2004	Especificación y cualificación de procedimientos de soldeo para materiales metálicos. Cualificación basada en el empleo de consumibles de soldeo ensayados (ISO 15610:2003)
UNE-EN ISO 15611:2004	Especificación y cualificación de procedimientos de soldeo para materiales metálicos. Cualificación mediante experiencia previa de soldeo (ISO 15611:2003)

UNE-EN ISO 15612:2005	Especificación y cualificación de procedimientos de soldeo para materiales metálicos. Cualificación por adopción de un procedimiento de soldeo estándar. (ISO 15612:2004)
UNE-EN ISO 15613:2005	Especificación y cualificación de procedimientos de soldeo para materiales metálicos. Cualificación mediante ensayos de soldeo anteriores a la producción (ISO 15613:2004)
UNE-EN ISO 15614-1:2018	Especificación y cualificación de los procedimientos de soldeo para los materiales metálicos. Ensayo de procedimiento de soldeo. Parte 1: Soldeo por arco y con gas de aceros y soldeo por arco de níquel y sus aleaciones. (ISO 15614-1:2017. Versión corregida 2017-10-01)
UNE-EN ISO 15630-1:2011	Aceros para el armado y el pretensado del hormigón. Métodos de ensayo. Parte 1: Barras, alambres y alambrón para hormigón armado. (ISO 15630-1:2010)
UNE-EN ISO 15630-2:2011	Aceros para el armado y el pretensado del hormigón. Métodos de ensayo. Parte 2: Mallas electrosoldadas. (ISO 15630-2:2010)
UNE-EN ISO 15630-3:2011	Aceros para el armado y el pretensado del hormigón. Métodos de ensayo. Parte 3: Aceros para pretensar
UNE-EN ISO/IEC 17024:2012	Evaluación de la conformidad. Requisitos generales para los organismos que realizan certificación de personas. (ISO/IEC 17024:2012)
UNE-EN ISO 17635:2017	Ensayo no destructivo de uniones soldadas. Reglas generales para los materiales metálicos. (ISO 17635:2016)
UNE-EN ISO 17636-1:2013	Ensayo no destructivo de soldaduras. Ensayo radiográfico. Parte 1: Técnicas de rayos X y gamma con película. (ISO 17636-1:2013)
UNE-EN ISO 17636-2:2013	Ensayo no destructivo de soldaduras. Ensayo radiográfico. Parte 2: Técnicas de rayos X y gamma con detectores digitales. (ISO 17636-2:2013)
UNE-EN ISO 17637:2017	Ensayo no destructivo de uniones soldadas. Examen visual de uniones soldadas por fusión. (ISO 17637:2016)
UNE-EN ISO 17638:2017	Ensayo no destructivo de uniones soldadas. Ensayo mediante partículas magnéticas. (ISO 17638:2016)
UNE-EN ISO 17640:2011	Ensayo no destructivo de uniones soldadas. Ensayo por ultrasonidos. Técnicas, niveles de ensayo y evaluación. (ISO 17640:2010)
UNE-EN ISO 17660-1:2008	Soldeo. Soldeo de armaduras de acero. Parte 1: Uniones soldadas que soportan carga (ISO 17660-1:2006)
UNE-EN ISO 17659:2005	Soldeo. Relación multilingüe de términos con ilustraciones para uniones soldadas (ISO 17659:2002)
UNE-EN ISO 17660-2:2008	Soldeo. Soldeo de armaduras de acero. Parte 2: Uniones soldadas que no soportan carga. (ISO 17660-2:2006)
UNE-EN ISO 23277:2015	Ensayo no destructivo de uniones soldadas. Ensayo mediante líquidos penetrantes. Niveles de aceptación. (ISO 23277:2015)

UNE-EN ISO 23278:2015

Ensayo no destructivo de uniones soldadas. Ensayo de uniones soldadas mediante partículas magnéticas. Niveles de aceptación. (ISO 23278:2015)

UNE-EN ISO 50001:2011

Sistemas de gestión de la energía. Requisitos con orientación para su uso. (ISO 50001:2011)

4 Normas UNE-EN ISO/IEC

UNE-EN ISO/IEC 17021-1:2015

Evaluación de la conformidad. Requisitos para los organismos que realizan la auditoría y la certificación de sistemas de gestión. Parte 1: Requisitos. (ISO/IEC 17021-1:2015)

UNE-EN ISO/IEC 17025:2005

Evaluación de la conformidad. Requisitos generales para la competencia de los laboratorios de ensayo y de calibración

UNE-EN ISO/IEC 17025:2005
ERRATUM:2006

Evaluación de la conformidad. Requisitos generales para la competencia de los laboratorios de ensayo y de calibración (ISO/IEC 17025:2005/Cor. 1:2006)

UNE-EN ISO/IEC 17065:2012

Evaluación de la conformidad. Requisitos generales para organismos que certifican productos, procesos y servicios (ISO/IEC 17065:2012)

5 Otras normas

ISO 29581-2 (**)

Cemento. Métodos de ensayo. Parte 2: Análisis químico mediante fluorescencia de rayos X

ANEJO 2**Índice de contribución de la estructura a la sostenibilidad****Contenidos del anexo****A2 CONTRIBUCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS A LA SOSTENIBILIDAD.****A2.1 ÍNDICE DE CONTRIBUCIÓN DE LA ESTRUCTURA A LA SOSTENIBILIDAD (ICES).**

- A2.1.1 *Definición del ICES.*
- A2.1.2 *Obtención del ICES.*
- A2.1.3 *Tipos de elementos de la estructura.*
- A2.1.4 *Factor de composición tipológica.*

A2.2 ÍNDICE DE CONTRIBUCIÓN DEL PROCESO A LA SOSTENIBILIDAD (ICPS).

- A2.2.1 *Procesos a considerar para cada tipo de elemento.*
- A2.2.2 *Agentes que participan en la estructura.*
- A2.2.3 *Definición del ICPS.*
- A2.2.4 *Obtención del ICPS.*
- A2.2.5 *Requisitos relacionados con la sostenibilidad.*

A2.3 ÍNDICE DE CONTRIBUCIÓN DEL AGENTE A LA SOSTENIBILIDAD (ICAS).

- A2.3.1 *Calculo del ICAS.*
- A2.3.2 *Criterios e indicadores de sostenibilidad del agente.*
- A2.3.3 *Contribución del agente a la sostenibilidad (CAS).*
- A2.3.4 *Criterios de valoración.*

A2.4 ÍNDICE COMPLEMENTARIO DE CONTRIBUCIÓN A LA SOSTENIBILIDAD (ICS).

- A2.4.1 *Cálculo del ICS.*
- A2.4.2 *Criterios e indicadores de sostenibilidad del proceso o producto.*
- A2.4.3 *Contribución complementaria del proceso a la sostenibilidad (CCS).*
- A2.4.4 *Criterios de valoración.*

APÉNDICE A CONTRIBUCIÓN DEL AGENTE A LA SOSTENIBILIDAD.**APÉNDICE B. CONTRIBUCIÓN COMPLEMENTARIA A LA SOSTENIBILIDAD.**

A2 Contribución de las estructuras a la sostenibilidad

A2.1 Índice de contribución de la estructura a la sostenibilidad (ICES)

A2.1.1 Definición del ICES

Se define como “índice de contribución de la estructura a la sostenibilidad (ICES)” a la suma de las contribuciones de cada uno de los procesos involucrados en su proyecto y construcción, incluyendo los de fabricación y transformación de los materiales que incorpora.

A2.1.2 Obtención del ICES

El ICES deberá obtenerse siguiendo los siguientes pasos:

- a) Identificación de los tipos de elementos que forman la estructura, según A2.1.3.
- b) Cálculo de los factores de composición tipológica α_i , según el apartado A2.1.4.
- c) Identificación de los procesos involucrados en cada uno de los tipos de elementos estructurales obtenidos en a), según tabla A2.2.
- d) Identificación de las organizaciones, con sus productos o servicios concretos, que aportan en cada proceso, según el apartado A2.2.2.
- e) Obtención del índice de contribución a la sostenibilidad de cada proceso, $ICPS_{i,j}$ según el apartado A2.2.

NOTA: En el caso de que participe más de un producto o servicio para un proceso determinado, se obtendrá el valor ponderado por la participación correspondiente.

- f) Cálculo del ICES, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$ICES = \sum_{i=1}^4 \alpha_i \cdot \sum_{j=1}^{11} \beta_{i,j} \cdot ICPS_{i,j}$$

siendo:

α_i : Factor de composición tipológica correspondiente al tipo i , según el apartado A2.1.4

$\beta_{i,j}$: Factor de contribución correspondiente al tipo i para el proceso o producto j según la tabla A2.2

$ICPS_{i,j}$: Índice de contribución a la sostenibilidad para el proceso o producto j en el elemento i , según el apartado A2.2.4

A2.1.3 Tipos de elementos de la estructura

Se dividirá la estructura por tipos de elementos, de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla A2.1

Tipo, <i>i</i>	Definición
1	Elementos de hormigón armado in situ
2	Elementos de hormigón pretensado in situ
3	Elementos prefabricados de hormigón
4	Elementos de acero estructural

A2.1.4 Factor de composición tipológica

Para cada uno de los tipos de elementos *i* de la tabla A2.1, se define un factor de composición tipológica vinculado a su capacidad mecánica. Ésta se obtiene en función de la resistencia característica del hormigón y del límite elástico del acero estructural que compone cada uno de los elementos asociados a cada tipo de estructura, ponderado en función de sus correspondientes masas.

El factor de composición tipológica se obtendrá a partir de las características definidas en el proyecto salvo si se han modificado en la ejecución, en cuyo caso deben emplearse las características finales.

Para cada tipo de elemento *i*, se define un factor de composición tipológica α_i de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\alpha_i = \frac{\sum_{r=1}^n m_{r,i} \cdot R_{r,i}}{\sum_{r=1}^N m_r \cdot R_r}$$

donde:

$m_{r,i}$ es la medición de todos los elementos que pertenecen al tipo *i*, con resistencia característica o límite elástico R_r , expresada en toneladas

$R_{r,i}$ es la resistencia característica del hormigón o el límite elástico del acero de los elementos asociados al tipo *i*, expresada en MPa

n es el número total de resistencias características del hormigón o límites elásticos del acero de los elementos asociados al tipo de elementos *i*

m es la medición de todos los elementos contemplados en el proyecto con resistencia característica o límite elástico R_r , expresada en toneladas

R es la resistencia característica del hormigón o el límite elástico del acero contemplado por el proyecto, expresada en MPa

N es el número total de resistencias características del hormigón o límites elásticos del acero contemplados en el proyecto.

Estos factores de composición tipológica se deberían facilitar en el proyecto.

A2.2 Índice de contribución del proceso a la sostenibilidad (ICPS)

A2.2.1 Procesos a considerar para cada tipo de elemento

En función del tipo de elemento, se pueden identificar aquellos procesos que están involucrados en su proyecto y ejecución, y los productos que incorpora.

La tabla A2.2 recoge los factores de contribución de proceso y producto $\beta_{i,j}$, definidos como los porcentajes de participación de cada proceso o producto j en los elementos de cada tipo i .

Tabla A2.2 Factores de contribución de proceso y producto $\beta_{i,j}$ [$\times 10^{-2}$]

		Factores de contribución de proceso y producto $\beta_{i,j}$ [$\times 10^{-2}$]			
j	Proceso y producto	$\beta_{i,j}$ (según el tipo de elemento, i)			
		Tipo 1 Elementos de hormigón armado <i>in situ</i>	Tipo 2 Elementos de hormigón pretensado <i>in situ</i>	Tipo 3 Elementos prefabricados hormigón	Tipo 4 Elementos de acero estructural
1	Proyecto	5	5	5	5
2	Fabricación de productos básicos	Cemento	27	26	27
3		Áridos	3	3	3
4		Aditivos	3	3	3
5		Acero (1)	27	26	27
6	Fabricación de productos transformados	Hormigón preparado	10	10	0 / 6,6
7		Central de prefabricación (2)	0	0	20 / 13,4 / 6,8
8		Acero transformado (3)	10	4	0 / 6,6
9		Taller de estructuras metálicas	0	0	0 / 10 (4)
10		Sistema de Pretensado "in situ" (5)	0	8	0
11	Construcción en obra	15	15	15	15

- (1) Incluye los procesos de producción de acero y fabricación de los siguientes productos:

- Productos largos fabricados por laminación en caliente (barras y rollos de acero para armaduras pasivas, alambrón para su posterior transformación, perfiles para acero estructural).
- Productos planos fabricados por laminación en caliente o en frío (chapas para acero estructural, bobinas y flejes para su posterior transformación).

- (2) En el caso de centrales de prefabricación que incluyan los procesos de fabricación del hormigón y de transformación del acero, el factor de contribución será 20. Para aquellas centrales que no contemplen la fabricación del hormigón o la transformación del acero, el factor de contribución se verá reducido en 6,6 y en 13,2 si no incluyera ninguno de los dos procesos anteriores.

- (3) Incluye los procesos de fabricación de los siguientes productos:

- Perfiles de sección hueca acabados en caliente o conformados en frío y perfiles de sección abierta conformados en frío para acero estructural.
- Productos de acero trefilados o estirados en frío para armaduras pasivas y activas.
- Armaduras pasivas (ferralla armada, malla electrosoldada y armadura básica electrosoldada en celosía).

En el caso de que un producto transformado incluya dos procesos de transformación consecutivos, se considerarán ambos ponderándolos al 50%. Por ejemplo, la fabricación de armaduras pasivas a partir de productos de acero obtenidos por trefilación en frío (incluye los procesos de trefilación en frío y de elaboración de malla).

Los productos del fabricante de acero transformado se definen en el articulado de este Código. Así, las armaduras pasivas quedan definidas en el Artículo 35 y el porcentaje de participación debe repartirse en función del peso relativo de los tipos de elementos que compongan una armadura pasiva determinada (ferralla armada, etc.).

- (4) En el caso de elementos de acero estructural fabricados que no utilicen productos transformados de acero, el porcentaje de participación del producto básico acero será 55; por ejemplo, los perfiles y chapas de sección llena laminados en caliente. En el caso de elementos de acero estructural que utilicen productos transformados de acero, el porcentaje de participación del producto básico acero será 45 y el de producto transformado será 10; por ejemplo, la transformación de productos planos laminados en caliente (bobina, fleje) para la fabricación de productos estructurales de acero (perfiles estructurales de sección abierta o perfiles de sección hueca). En el caso de elementos de acero estructural que utilicen productos transformados de acero y no transformados de acero, para el cálculo de ICES se deberá ponderar según la cantidad de cada tipo.
- (5) Incluye los Elementos propios (Kits) del Sistema de Pretensado "in Situ" y la Aplicación de la carga de pretensado en la obra.

A2.2.2 Agentes que participan en la estructura

A efectos de este Código se entiende por agente la persona, pública o privada, que elabora proyectos de estructuras, construye estructuras o fabrica los productos básicos o transformados indicados en la tabla A2.2. El desempeño de las funciones de los agentes se realizará a través de una organización.

A2.2.3 Definición del ICPS

El índice de contribución del proceso o producto j a la sostenibilidad en el elemento estructural i , $ICPS_{i,j}$, representa la contribución del agente (ICAS, véase el apartado A2.3) y del proyecto, producto u obra concreta (ICS, véase el apartado A2.4).

En el caso de contar con más de un agente en un proceso o producto j , debe ponderarse en función de la participación correspondiente.

Esta ponderación tendrá en cuenta los suministros reales de la obra y asegurará la trazabilidad entre los agentes intervenientes y sus ICPS. El desglose de productos básicos que se suministran a los diferentes agentes proveedores de productos transformados debe realizarse, con carácter general, caso por caso. La documentación que permita realizar los cálculos del ICES final de obra incluirá la referida en el Anexo 4 de este Código.

A2.2.4 Obtención del ICPS

Para cada tipo de elemento i y para cada tipo de proceso o producto j , se define el índice de contribución del proceso o producto a la sostenibilidad, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$ICPS_{i,j} = (\varepsilon_j^a \cdot ICAS_{j,n} + \varepsilon_j^c \cdot ICS_{j,n})$$

donde:

$ICAS_{j,n}$ es el índice de contribución del agente j a la sostenibilidad, según el apartado A2.3

$ICS_{j,n}$ es el índice de contribución complementaria del proyecto, producto u obra, según el caso, a la sostenibilidad, según el apartado A2.4

$\varepsilon_j^a, \varepsilon_j^c$

son sendos factores de ponderación, que toman los valores indicados en la tabla A2.3 en función del tipo de proceso o producto j pertinente.

Tabla A2.3 Factores de ponderación

FACTORES DE PONDERACIÓN ε_j^a Y ε_j^c				
j	Proceso o producto	Factor de ponderación		
		ε_j^a	ε_j^c	
1	Proyecto	0,25	0,75	
2	Productos básicos	Cemento	0,70	0,30
3		Áridos	0,70	0,30
4		Aditivos	0,70	0,30
5		Acero	0,70	0,30
6		Hormigón preparado	0,65	0,35
7	Productos transformados	Central de prefabricación	0,65	0,35
8		Acero transformado	0,65	0,35
9		Taller Estructuras metálicas	0,65	0,35
10		Sistema de Pretensado "in situ"	0,50	0,50
11	Construcción en obra	0,70	0,30	

A2.2.5 Requisitos relacionados con la sostenibilidad

Los indicadores empleados en este anexo se estructuran según las tres dimensiones de la sostenibilidad (económica, medioambiental y social) junto con criterios de calidad o prestacionales, como se refleja en la tabla A2.4 siguiente.

Tabla A2.4

n	Tipo de requisito
1	Prestacional
2	Económico
3	Medioambiental
4	Social

A2.3 Índice de contribución del agente a la sostenibilidad (ICAS)

A2.3.1 Cálculo del ICAS

Los procesos y productos de una estructura pueden ser desempeñados por diferentes agentes (autor del proyecto, fabricante de materiales básicos, fabricante de productos transformados o constructor).

Para cada uno de los procesos o productos j , se define un “índice de contribución del agente a la sostenibilidad”, ICAS, que se obtiene mediante la ecuación siguiente:

$$ICAS_{j,n} = \sum_n^4 \delta_{j,n}^a \cdot CAS_{j,n}$$

donde:

$\delta_{j,n}^a$ es un factor de ponderación del tipo de requisito n para el proceso j , de acuerdo con la tabla A2.5. Para cada proceso o producto j , la suma de los factores de ponderación de sus requisitos es la unidad.

$CAS_{j,n}$ es la contribución del agente j a la sostenibilidad, relativo para cada tipo de requisito n (prestacional, económico, medioambiental o social) calculado conforme al apartado A2.3.3.

Tabla A2.5 Valores de $\delta_{j,n}^a$ para el cálculo del ICAS

FACTOR DE PONDERACIÓN $\delta_{j,n}^a$ (ICAS)						
j	Tipo de proceso o producto	Tipo de requisito				
		Prestacional $n = 1$	Económico $n = 2$	Medioambiental $n = 3$	Social $n = 4$	
1	Proyecto	0,25	0,25	0,25	0,25	
2	Productos básicos	Cemento	0,25	0,10	0,45	0,20
3		Áridos	0,15	0,10	0,40	0,35
4		Aditivos	0,15	0,15	0,50	0,20
5		Acero	0,05	0,05	0,50	0,40
6	Productos transformados	Hormigón preparado	0,25	0,10	0,50	0,15
7		Central de prefabricación	0,25	0,30	0,35	0,10
8		Acero transformado	0,10	0,05	0,45	0,40

FACTOR DE PONDERACIÓN $\delta_{j,n}^a$ (ICAS)						
<i>j</i>	Tipo de proceso o producto	Tipo de requisito				
		Prestacional <i>n</i> = 1	Económico <i>n</i> = 2	Medioambiental <i>n</i> = 3	Social <i>n</i> = 4	
9	Taller Estructuras metálicas	0,10	0,05	0,45	0,40	
	Sistema de Pretensado "in situ"	0,25	0,25	0,25	0,25	
11	Construcción en obra	0,30	0,20	0,30	0,20	

A2.3.2 Criterios e indicadores de sostenibilidad del agente

Este Código contempla para cada proceso o producto *j* una serie de criterios *l* para cada tipo de requisito *n*. El Apéndice A define los indicadores asociados, con el objeto de calcular la contribución del agente a la sostenibilidad.

Con carácter general, salvo indicación expresa, el periodo de evaluación de los indicadores será de un año.

A2.3.3 Contribución del agente a la sostenibilidad (CAS)

Para cada agente *j*, se calcula su contribución a la sostenibilidad asociada a cada tipo de requisito *n* (prestacional, medioambiental, económico o social), *CAS_{j,n}* de acuerdo con la siguiente expresión:

$$CAS_{j,n} = \frac{\sum_{l=1}^{10} \gamma_{j,l} \cdot \lambda_{j,l}^a}{\sum \gamma_{j,l}}$$

donde:

$\gamma_{j,l}$ es un factor de ponderación del criterio *l* para el agente *j*, de acuerdo con las tablas del Apéndice A.

$\lambda_{j,l}^a$ es la valoración de los indicadores obligatorios y voluntarios relativos al criterio *l* y aplicables para el agente *j* de acuerdo con lo indicado en el apartado A2.3.4.

A2.3.4 Criterios de valoración

Para cada agente *j*, se identificarán todos los indicadores aplicables para cada criterio *l*, según lo indicado en el apartado 3 del Apéndice A. Estos indicadores serán:

- los obligatorios, y
- en su caso, los que hayan sido voluntariamente adoptados por el agente, de entre los así recogidos para dicho criterio en el apartado 3 del Apéndice A.

Para cada criterio *l* y para cada agente *j*, su valoración $\lambda_{j,l}$ se determinará como:

$$\lambda_{j,l}^a = \lambda_{j,l,B}^a + \lambda_{j,l,V}^a \geq 100$$

donde:

$$\lambda_{j,l}^a$$

es la valoración obtenida para el criterio l por el agente j

$$\lambda_{j,l,B}^a$$

es la valoración de la parte obligatoria obtenida para el criterio l por el agente j de acuerdo con los sistemas indicados en la columna 5 “Sistemas de valoración” de las tablas de indicadores incluidas en el apartado 1 del Apéndice A

$$\lambda_{j,l,V}^a$$

es la valoración de la parte voluntaria obtenida para el criterio l por el agente j de acuerdo con los sistemas indicados en la columna 5 “Sistemas de valoración” de las tablas de indicadores incluidas en el apartado 1 del Apéndice A.

Para cada agente j y cada criterio l , la valoración de la parte obligatoria del criterio $\lambda_{j,l,B}^a$ se determinará como:

$$\lambda_{j,l,B}^a = \frac{\sum_{b=1}^{M_{j,l}^b} \lambda_{j,l,b}^a}{M_{j,l}^b}$$

siendo:

$$\lambda_{j,l,b}^a$$

la valoración del indicador obligatorio b para el criterio l y el agente j , de acuerdo con lo indicado en el Apéndice A

$$M_{j,l}^b$$

el número total de indicadores obligatorios correspondientes al criterio l y el agente j , de acuerdo con lo indicado en el Apéndice A.

Por su parte, la valoración de la parte voluntaria del criterio $\lambda_{j,l,V}^a$, se obtendrá mediante la ecuación siguiente:

$$\lambda_{j,l,V}^a = \sum_{v=1}^{M_{j,l}^v} \frac{\lambda_{j,l,v}^a}{5 \cdot M_{j,l}^v} > \frac{\lambda_{j,l,B}^a}{2}$$

siendo:

$$\lambda_{j,l,v}^a$$

la valoración del indicador voluntario v para el criterio l y el agente j , de acuerdo con lo indicado en el Apéndice A

$$M_{j,l}^v$$

el número total de indicadores voluntarios correspondientes al criterio l y el proceso o producto j , de acuerdo con lo indicado en el Apéndice A.

En cualquier caso, la valoración final de cada conjunto de indicadores que pertenecen a un mismo criterio nunca será negativa.

A2.4 Índice complementario de contribución a la sostenibilidad (ICS)

A2.4.1 Cálculo del ICS

Para cada proyecto, producto u obra j , se define un “índice de contribución complementaria a la sostenibilidad”, ICS, como:

$$ICS_{j,n} = \sum_n^4 \delta_{j,n}^c \cdot CCS_{j,n}$$

donde:

$\delta_{j,n}^c$ es un factor de ponderación del tipo de requisito n para el proceso o producto j , de acuerdo con la tabla A2.6. Para cada proyecto, producto u obra j , la suma de los factores de ponderación de sus requisitos es la unidad.

$CCS_{j,n}$ es la contribución complementaria a la sostenibilidad de cada proyecto, producto u obra j , relativo para cada tipo de requisito n , (prestacional, económico, medioambiental o social) calculado conforme al apartado A2.4.3.

Tabla A2.6 Valores de $\delta_{j,n}^c$ para el cálculo del ICS

FACTOR DE PONDERACIÓN $\delta_{j,n}^c$ (ICS)						
j	Tipo de proceso o producto	Tipo de requisito				
		Prestacional $n = 1$	Económico $n = 2$	Medioambiental $n = 3$	Social $n = 4$	
1	Proyecto	0,34	0,33	0,33	-	
2	Productos básicos	Cemento	0,8	-	0,20	-
3		Áridos	0,50	-	0,50	-
4		Aditivos	0,50	-	0,50	-
5		Acero	0,10	-	0,90	-
6		Hormigón preparado	0,35	-	0,65	-
7	Productos transformados	Central de prefabricación	0,50		0,50	
8		Acero transformado	0,20	-	0,80	-
9		Taller Estructuras metálicas	0,40	-	0,60	-
10		Sistema de Pretensado "in situ"	0,50	-	0,25	0,25
11	Construcción en obra	0,35	-	0,40	0,25	

A2.4.2 Criterios e indicadores de sostenibilidad del proceso o producto

Este Código contempla para cada proceso o producto j una serie de criterios l para cada tipo de requisito n . El Apéndice B define los indicadores asociados, con el objeto de calcular la contribución del proceso o producto a la sostenibilidad.

Con carácter general, salvo indicación expresa, el periodo de evaluación de los indicadores será de un año.

A2.4.3 Contribución complementaria del proceso a la sostenibilidad (CCS)

Para cada proyecto, producto u obra j , se calcula su contribución complementaria a la sostenibilidad $CCS_{j,n}$ asociada a cada tipo de requisito n (prestacional, económico, medioambiental o social), de acuerdo con la siguiente expresión:

$$CCS_{j,n} = \frac{\sum_{l=1}^7 \gamma_{j,l} \cdot \lambda_{j,l}^c}{\sum \gamma_{j,l}}$$

donde:

$\gamma_{j,l}$ es un factor de ponderación del criterio l para el proyecto, producto u obra j , de acuerdo con las tablas del Apéndice B.

$\lambda_{j,l}^c$ es la valoración de los indicadores relativos al criterio l y aplicables para el proyecto, producto u obra j de acuerdo con lo indicado en el apartado A2.4.4.

A2.4.4 Criterios de valoración

Para cada proyecto, producto u obra j , se identificarán todos los indicadores aplicables para cada criterio l , según lo indicado en el apartado 3 del Apéndice B.

Para cada uno de los indicadores m así identificados, se procederá a determinar su valoración $\lambda_{j,l}^c$.

La valoración de cada criterio $\lambda_{j,l}^c$ será la media de las valoraciones obtenidas para todos los indicadores pertenecientes al criterio, del siguiente modo:

$$\lambda_{j,l}^c = \frac{\sum_{m=1}^{M_{j,l}^m} \lambda_{j,l,m}^c}{M_{j,l}^m}$$

siendo:

$\lambda_{j,l,m}^c$ la valoración del indicador m para el criterio l y el proyecto, producto u obra j , de acuerdo con los sistemas indicados en la columna 5 "Sistemas de valoración" de las tablas de indicadores incluidas en el apartado 1 del Apéndice B.

$M_{j,l}^m$ el número total de indicadores correspondientes al criterio l y el proyecto, producto u obra j , de acuerdo con lo indicado en el Apéndice B.

En cualquier caso, la valoración final de cada conjunto de indicadores que pertenecen a un mismo criterio nunca será negativa.

APÉNDICE A Contribución del agente a la sostenibilidad

1. Definición de indicadores para los agentes en función del tipo de criterio

NOTA 1. Mejora continua.

La mayoría de indicadores miden la mejora continua aunque no se incluye expresamente en las tablas. Algunos indicadores de forma alternativa, pueden medirse también a través de clases. En muchos de los indicadores de mejora continua se indica también si la tendencia debe ser creciente o decreciente.

NOTA 2. Objetivos de referencia.

En algunos de los indicadores/parámetros se establecen objetivos de referencia con valores límite, definidos en este Apéndice. En otros casos el objetivo de referencia debe ser establecido por la empresa y debe quedar documentado internamente.

Los objetivos o límites siempre deben ser más restrictivos que el límite legal; en el caso de discrepancia entre un valor definido en este Apéndice y el valor reglamentario aplicable, siempre debe emplearse el valor más restrictivo.

En general, y en línea con el principio de mejora continua, los objetivos de referencia de una organización deberían ser mejores que los resultados de años anteriores y que el límite legal aplicable, salvo que existan limitaciones técnicas o económicas que deberán justificarse al definir el objetivo. Cuando los objetivos de referencia no se mantengan o aumenten progresivamente a valores más exigentes respecto a los resultados obtenidos el año anterior, se debería justificar que:

- el valor está asociado a las mejores técnicas disponibles (MTD) o
- el año anterior ha sido excepcionalmente bueno o se prevé una reducción importante en la producción para el año siguiente.

NOTA 3. Entorno local y ámbito territorial.

Aunque el concepto de entorno local puede ser variable en función de cada organización, a los efectos de este Anejo se entiende como el radio de acción sobre el cual pueden afectar las decisiones tomadas por la instalación y que influyen sobre el conjunto de valores naturales, sociales y culturales existentes así como, sobre la vida de las personas y el conjunto de la sociedad. Es decir, no se trata solo del espacio en el que se desarrolla actividad industrial sino que incluye seres vivos, objetos, agua, suelo, aire y las interacciones entre ellos, así como elementos inmateriales como la cultura. Una vez definido este concepto para cada instalación, debe mantenerse el mismo criterio a lo largo del tiempo.

A modo de ejemplo, el entorno local puede ser definido como el municipio en que se encuentra la instalación, el conjunto de municipios englobados bajo un radio de acción previamente definido (radio en km), e incluso, un área más extensa como puede ser la provincia.

En cualquier caso, la influencia de las acciones sobre el conjunto de valores naturales, sociales y culturales, así como, sobre la vida de las personas y el conjunto de la sociedad queda limitada al ámbito territorial (país) donde se encuentre situada físicamente la instalación.

NOTA 4. Sistemas de Gestión.

Las referencias a Sistemas de Gestión conformes a Normas Internacionales deben entenderse siempre como certificados en vigor emitidos por un organismo de certificación acreditados por la Entidad Nacional de Acreditación (ENAC) o por otro organismo nacional de acuerdo al Reglamento (CE) nº 765/2008 del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de julio de 2008. El alcance de dichos Sistemas de Gestión debe incluir la actividad (proceso) pertinente, por ejemplo, en el caso de fabricantes, el proceso de producción y control de calidad de los productos a los que aplique el distintivo de sostenibilidad.

NOTA 5. Proyectos a efectos de los indicadores.

A efectos de los indicadores, se consideran proyectos aquellas actuaciones que respondan a una planificación previa documentada (una orden de trabajo de mantenimiento modificativo se consideraría suficiente), con un objetivo, medios y plazos definidos, y que tenga una evaluación posterior de los resultados.

Los proyectos solo pueden tenerse en cuenta en una de las categorías posibles (ahorro de agua, eficiencia energética, de reducción de emisiones de CO₂, de mejora ambiental y de conservación y restauración de espacios naturales). Excepcionalmente, solo los proyectos de I+D+i pueden incluirse en la categoría de proyectos de I+D+i y en alguna de las categorías citadas anteriormente.

Si existen proyectos que se desarrollan a lo largo de varios años, se puede optar por dividir la inversión total a partes iguales a lo largo de dichos años, o bien, considerar el desembolso anual realmente realizado. La organización debe optar por uno de los dos criterios cuando comienza el proyecto, definiendo su duración y manteniéndolo en el tiempo. En los años de inicio y finalización se contabilizará un proyecto siempre que su duración en el año sea, al menos, de seis meses.

NOTA 6. Autorización Ambiental Integrada (AAI).

El artículo 3 de la Ley 16/2002, de 1 de julio (que desarrolla la Directiva IPPC), define la Autorización Ambiental Integrada (AAI) como la resolución del órgano competente de la Comunidad Autónoma en la que se ubique la instalación, por la que se permite, a los efectos de la protección del medio ambiente y de la salud de las personas, explotar la totalidad o parte de una instalación industrial en España, bajo determinadas condiciones destinadas a garantizar que la misma cumple el objeto y las disposiciones de la Ley 16/2002 (Ley IPPC).

En la Autorización Ambiental Integrada (AAI) se fijan las condiciones ambientales que se exigirán para la explotación de las instalaciones y se especificarán los valores límite (legales) de emisiones de contaminantes a la atmósfera, emisiones de ruido y contaminantes de los vertidos.

NOTA 7. Parámetros con obligación de medición.

La medición de los parámetros sometidos a valores legales límite en la AAI la realizan Entidades de Colaboración con la Administración (ECA). Las mediciones quedan reflejadas en un informe disponible en la instalación.

NOTA 8. Parámetros sin obligación de medición.

La medición de los parámetros no sujetos a valores legales límite en la AAI la realizan Organismos de Control Acreditados. Las mediciones quedan reflejadas en un informe disponible en la instalación.

NOTA 9: Definición de la organización

A los efectos de este Código se entiende por organización aquella empresa, compañía, corporación, firma o institución, o parte o combinación de ellas, sean o no sociedad, pública o privada, que elabora proyectos de estructuras, construye estructuras, aplica procesos de construcción o fabrica los productos básicos o transformados indicados en la tabla A2.3.1 y que tiene sus propias funciones, administración y NIF.

Para el cálculo de los ICPS debe por tanto hacerse referencia a cada organización, definida por su NIF y razón social, y calculados según este anexo en función del tipo de proceso o producto con el que participan en la estructura.

De acuerdo con lo indicado en este anexo, el valor del ICES depende a su vez de la suma de los índices de contribución de cada producto o proceso a la sostenibilidad, ICPS, correspondientes a cada uno de los agentes. Estos índices ICPS se obtienen, a su vez, como adición de dos sumandos denominados, índice de contribución del agente, ICAS, e índice complementario de contribución a la sostenibilidad, ICS.

En el caso de que una organización aporte varios procesos o productos a la estructura, tanto el ICAS como el ICS deben calcularse para cada uno de dichos procesos o productos.

La organización es responsable del ICPS que declara y los valores de ICAS y el ICS que lo determinan solo pueden declararse por la organización que realiza el proceso y producto pertinente, no pudiendo ser sustituido por los de otra organización con independencia del nexo contractual que pudiera existir entre ellas.

En el caso de fabricantes de productos básicos o transformados, si la organización está compuesta por más de una instalación, el ICAS e ICS debe calcularse a nivel de instalación a no ser que la definición del indicador indique lo contrario.

En el caso de construcción en obra, se debe definir el alcance de "la organización" con las actividades/centros sobre las que aplicará los indicadores para calcular el ICAS. El alcance debe cubrir al menos las obras que se encuentran en el ámbito de aplicación de este Código.

Para el adecuado cálculo del ICES deberá tenerse en cuenta, en cada producto o proceso interviniente, el porcentaje de participación que, en dicho producto o proceso, tienen sus distintos proveedores con sus correspondientes aportaciones al mismo. Considerando como proveedores, a estos efectos, a los diferentes agentes que aportan los productos o procesos identificados en el apartado A2.2.

Cuando corresponda y con carácter general, el agente que aporte los productos o procesos declarará la participación en los mismos de aquellos otros productos o procesos, básicos y/o transformados, identificados en la tabla A2.2 (apartado A2.2.1), cuantificando dicha participación e indicando los agentes que actúan como proveedores de estos últimos.

Tabla A2.A.1.1

1. INDICADORES PRESTACIONALES				
Nº	Indicador	Definición/Parámetros	Objetivos	Sistema de valoración
1.1	UNE-EN ISO 9001	Sistema de gestión de la calidad conforme con UNE-EN ISO 9001 certificado.	Dispone de certificado en vigor emitido por un organismo acreditado. Máxima valoración en el caso de poseer distintivo de calidad oficialmente reconocido (DCOR).	10 (n=100)
1.2	Auditorías sobre la instalación	Auditorías externas a la empresa que avalan el cumplimiento de cuestiones técnicas, ambientales y de prevención de riesgos laborales en el proceso de fabricación del hormigón con un nivel de exigencia incluso superior al estrictamente legal.	Existe evidencia de su cumplimiento. Máxima valoración en el caso de poseer DCOR.	10 (n=100)
1.3	Personal específico dedicado a temas ambientales	Técnico y/o departamento en la empresa dedicado, parcial o exclusivamente, con competencias específicas, a temas ambientales.	Existe evidencia de su cumplimiento.	10 (n=100)
1.4	Gestión de calidad de proveedores	Porcentaje de empresas proveedoras con sistemas de gestión de calidad conformes con UNE-EN ISO 9001 certificados por organismo acreditado.	1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior Tendencia: Creciente	7 Pretensado in situ 17
1.5	Gestión de calidad de contratistas y proveedores	Porcentaje de contratistas y proveedores que disponen de sistema de gestión de la calidad UNE-EN ISO 9001, certificado por un organismo acreditado, respecto al total (% CC).	Valor de CC (%).	10 (n=%CC)
1.6	Seguro de responsabilidad civil I	Seguro de responsabilidad civil, con una cobertura mínima de 600.000 €.	Dispone de seguro	10 (n=100)
1.7	Seguro de responsabilidad civil II	Seguro de responsabilidad civil, con una cobertura C, expresada en euros, superior a 6 P, siendo P la producción anual en áridos para hormigón expresada en toneladas. La cobertura mínima ha de ser de 600.000 euros y si como consecuencia del producto 6P se supera el valor de cobertura de 1.200.000 euros,	Dispone de seguro	10 (n=100)

		se permite mantener ese valor como máximo.		
1.8	Seguro de responsabilidad civil III	Seguro de responsabilidad civil, con una cobertura igual o superior a 3 millones de euros.	Dispone de seguro	10 (n=100)

Tabla A2.A.1.2

2. INDICADORES ECONÓMICOS				
Nº	Indicador	Definición/Parámetros	Objetivos	Sistema de valoración
2.1	Producción anual I	Producción total de cada producto final, producida anualmente (toneladas o metros cúbicos). Para el taller, la producción anual no se medirá en toneladas o metros cúbicos, se medirá en Horas* = (Horas ingeniería + Horas montaje)/Horas taller.	1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior Tendencia: Creciente	7
2.2	Producción anual II	Facturación total anual (Prod). Se compara con el valor del objetivo de facturación incluido en el presupuesto anual (Pres).	1. Prod ≥ 0,9 Pres 2. 0,9 Pres > Prod ≥ 0,75 Pres 3. 0,75 Pres > Prod ≥ 0,5 Pres 4. Prod < 0,5 Pres	13
2.3	Resultado bruto de explotación (EBITDA)	Resultado bruto de explotación EBITDA (Earnings Before Interests, Taxes, Depreciation and Amortizations) relacionado con el NIF de referencia. El EBITDA sería el resultado empresarial antes de intereses, impuestos y amortizaciones productivas.	1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior Tendencia: Creciente	7
2.4	Índice o margen de rentabilidad	EBITDA/Ventas totales relacionado con el NIF de referencia.	1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior Tendencia: Creciente	7
2.5	Rentabilidad de producción	Índice de producción (m^3) por trabajador fijo (PTF) de cada centro de producción de hormigón. Se entiende que es por instalación y referido únicamente al personal dedicado exclusivamente a la producción.	1. PTF > 12.500 2. 12500 > PTF > 10000 3. 10000 > PTF > 7500 4. PTF < 7500	13
2.6	Incremento salarial	Incremento salarial (%) respecto al IPC o al PIB, entendiéndose como el aumento en porcentaje de la remuneración total de los asalariados en dinero o en especie. Se compara el incremento salarial real con el incremento del IPC o del PIB del año analizado. Para su valoración se escogerá el IPC o PIB y se mantendrá en el tiempo.	Incremento del IPC o del PIB.	5

2.7	Relación salarial mínima/ media I	<p>Relación entre el salario mínimo/medio bruto definido por la organización y el salario mínimo interprofesional (SMI).</p> <p>Parámetros (2):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Relación entre el salario mínimo bruto de la organización y el salario mínimo interprofesional (SMI). 2. Relación entre el salario medio bruto de la organización y el salario mínimo interprofesional (SMI). 	<p>Objetivo para cada parámetro:</p> <p>Dato del año anterior</p> <p>Tendencia: Creciente</p>	2
2.8	Relación salarial mínima/ media II	<p>Relación entre el salario mínimo bruto de la organización, definido como la media del salario bruto que percibe el conjunto de los empleados de menor cualificación profesional, y el salario mínimo interprofesional (SMI) legalmente establecido antes de ser complementado por los diferentes convenios sectoriales, provinciales o regionales, colectivos o de empresa, que legalmente sean de aplicación (RS = Salario mínimo bruto/SMI).</p>	<p>1. RS ≥ 1,30</p> <p>2. 1,30 > RS ≥ 1,20</p> <p>3. 1,20 > RS ≥ 1,10</p> <p>4. RS < 1,10</p>	3
2.9	Valor añadido	<p>Valor añadido generado durante el año (euros) que puede obtenerse a partir de la cuenta de pérdidas y ganancias. Para ello, al resultado antes de impuestos se le añadirán los gastos de personal.</p>	<p>1. Objetivo de empresa</p> <p>2. Dato del año anterior</p> <p>Tendencia: Creciente</p>	7
2.10	Inversiones I+D+i I	<p>Valor total en euros de todas las inversiones en I+D+i realizadas por la organización, respecto al valor de la producción (incluidas las subvenciones).</p> <p>En el valor de la inversión, debe contabilizarse únicamente la inversión en I+D+i y no el gasto asociado a la amortización de inmovilizado.</p>	<p>Dato del año anterior</p> <p>Tendencia: Creciente</p>	5
2.11	Inversiones I+D+i II	<p>Ratio de inversión en I+D+i con respecto a las ventas netas anuales.</p>	<p>1. Objetivo de empresa</p> <p>2. Dato del año anterior</p> <p>Tendencia: Creciente</p>	7
2.12	Inversiones I+D+i III	<p>En el ámbito de la construcción la inversión mínima en I+D+i equivale al 0,1% del importe de la facturación.</p>	<p>Existe evidencia de su cumplimiento.</p>	10 (n=100)
2.13	Sistema de gestión de I+D+i	<p>Sistema de gestión de la I+D+i conforme a UNE 166002.</p>	<p>Dispone de certificado en vigor emitido por un organismo acreditado.</p>	10 (n=100)
2.14	Nº de proyectos de I+D+i finalizados	<p>Nº de proyectos de I+D+i finalizados a lo largo del año.</p>	<p>Dato del año anterior</p> <p>Tendencia: Creciente</p>	5
2.15	Otras inversiones (prod/calidad/ mejoras ambientales)	<p>Valor total en euros de las inversiones ejecutadas en Producción/Calidad de producto/mejora ambiental. Se mide el cumplimiento del presupuesto (Pres) en relación con la ejecución de las mismas</p>	<p>1. Prod ≥ 0,9 Pres</p> <p>2. 0,9 Pres > Prod ≥ 0,75 Pres</p> <p>3. 0,75 Pres > Prod ≥ 0,5</p>	13

		(Prod).	Pres 4. Prod < 0,5 Pres	
2.16	Inversiones en medioambiente	Importe de las inversiones ambientales respecto a los beneficios (inversiones/beneficios).	1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior Tendencia: Creciente	7
2.17	Productividad de la mano de obra	Nº de trabajadores por línea (NTL) considerando únicamente el personal propio que esté directamente asignado a actividades de producción (cantera, producción, mantenimiento, expedición, calidad, prevención, medioambiente).	1. NTL<90 2. 90 ≤ NTL ≤180 3. NTL > 180 Para fábricas con dos líneas se aumentarán los criterios numéricos de corte (90 y 180) en un 50% y para fábricas con tres líneas en otro 50% adicional.	16
2.18	Productividad de la energía	Evaluación de la productividad respecto al uso eficiente de la energía a través de auditorías energéticas y la implantación de medidas de eficiencia energética en las instalaciones.	1. Dispone de certificado en vigor conforme con UNE-EN ISO 50001 emitido por organismo acreditado. 2. Haber realizado una auditoría energética de acuerdo al RD 56/2016 o las partes pertinentes de la serie de las normas UNE-EN 16247. 3. No se ha establecido ninguna de las medidas anteriores	16
2.19	Productividad de los materiales	Uso de materias primas naturales ($t_{MMPPnat}$) por tonelada de clínker de origen con el que se han fabricado los cementos ($t_{clinker}$). En el caso de que haya más de un origen, se ponderará por producción. Se expresará en toneladas secas. Indicador de productividad respecto al uso eficiente de los recursos naturales, definido como $TMTC = t_{MMPPnat}/t_{clinker}$	1.TMTC <1,60 2.1,60≤ TMTC <1,70 3. TMTC ≥1,70	16
2.20	Productividad del agua	Consumo de agua (C) de la planta de fabricación de hormigón por metro cúbico fabricado (l/m^3).	1. $C \leq 235$ 2. $235 < C \leq 250$ 3. $250 < C < 265$ 4. $C \geq 265$	13

Tabla A2.A.1.3

3. INDICADORES MEDIOAMBIENTALES				
Nº	Indicador	Definición/Parámetros	Objetivos	Sistema de valoración
3.1	Sistemas de gestión ambiental I	Sistemas de gestión ambiental conforme con UNE-EN ISO 14001.	Dispone de certificado en vigor emitido por	10 (n=100)

			organismo acreditado.	
3.2	Sistemas de gestión ambiental II	Para el acero y el acero transformado (solo las armaduras activas): Parámetros (2): 1. Sistemas conformes con UNE-EN ISO 14001. 2. Sistema de Gestión de Sostenibilidad según UNE 36901.	Objetivo para cada parámetro: Parámetro 1 Dispone de certificado en vigor emitido por organismo acreditado. Parámetro 2 Dispone de certificado en vigor	10 (n=50)
3.3	Sistemas de gestión ambiental III	Para áridos: Parámetros (2): 1. Sistemas conformes con UNE-EN ISO 14001. 2. Sistema de Gestión Minera Sostenible según UNE 22480 (árido).	Objetivo para cada parámetro: 1. Dispone de ambos certificados en vigor emitidos por organismo acreditado. 2. Dispone de uno de los dos certificados en vigor. 3. No dispone de ninguno.	16
3.4	Sistemas de gestión ambiental IV	Para la producción de cemento: Parámetros (3): 1. Sistema de Gestión conforme al Reglamento Comunitario de Ecogestión y Ecoauditoría, EMAS. 2. Sistemas conformes con UNE-EN ISO 14001. 3. No dispone de sistema de gestión ambiental.	Dispone de certificado en vigor emitido por organismo acreditado.	16
3.5	Sistemas de gestión ambiental V	Sistema de gestión ambiental conforme con la UNE-EN ISO 14001 para las actividades de construcción.	Dispone de certificado en vigor emitido por un organismo acreditado.	10 (n=100)
3.6	Sistema de gestión energética	Sistema de gestión conforme con UNE-EN ISO 50001.	Dispone de certificado en vigor emitido por organismo acreditado.	10 (n=100)
3.7	Emisiones directas relativas de GEI I	Emisiones relativas de GEI (CO_2 y otros gases que puedan resultar relevantes) en toneladas de CO_2 equivalentes por tonelada de producto. Las emisiones directas de gases de efecto invernadero (GEI) se denominan emisiones del «alcance 1» en un inventario de emisiones GEI, de acuerdo con los criterios del Greenhouse Gas Protocol.	1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior Tendencia: Decreciente	6
3.8	Emisiones directas relativas de GEI II	Informe verificado favorable de emisiones de gases de efecto invernadero emitido por una tercera parte independiente.	Dispone del informe.	10 (n=100)

3.9	Emisiones indirectas relativas de GEI I	<p>Emisiones relativas de Gases de Efecto Invernadero, GEI, (CO₂ y otros gases que puedan resultar relevantes) en toneladas de CO₂ equivalentes por tonelada de producto, asociadas a la producción de la energía eléctrica y térmica adquirida.</p> <p>Las emisiones indirectas de gases de efecto invernadero (GEI) se denominan emisiones del «alcance 2» en un inventario de emisiones GEI, de acuerdo con los criterios del Greenhouse Gas Protocol.</p>	<p>1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior Tendencia: Decreciente</p>	<p>6 Pretensado in situ 4</p>
3.10	Emisiones directas relativas de GEI II	<p>Aplicación del Régimen de Comercio de Derecho de Emisión Europeo o sistema cap and trade similar.</p> <p>En el caso de sistemas cap and trade distintos al sistema europeo se requerirá verificación por tercera parte para la notificación anual de emisiones.</p>	<p>Se evidencia su cumplimiento.</p>	10 (n=100)
3.11	Compromiso ambiental I: Energía y emisiones de GEI	<p>Compromiso con la mejora del desempeño en materia de energía y emisiones de GEI.</p>	<p>1. Definición de objetivos medibles mediante indicadores 2. Existencia de compromiso</p>	1
3.12	Consumo de materiales I	<p>Total de materiales consumidos (materias primas, auxiliares y consumibles) por producción anual.</p> <p>Para el acero y el acero transformado (solo las armaduras activas) se tendrán en cuenta al menos los siguientes materiales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Acería (Chatarra, arrabios, prerreducidos, ferroaleaciones, cal, carbón, aceites y grasas) • Laminación (Palanquilla, aceites y grasas) • Armaduras activas (Alambrón, aceites y grasas) <p>Para el taller, solo se tendrá en cuenta la materia prima transformada directamente en instalaciones propias.</p>	<p>1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior Tendencia: Decreciente</p>	6
3.13	Consumo de materiales II	<p>Ratio de los materiales consumibles en la extracción y tratamiento de recursos minerales o en investigación y exploración geológica con respecto a la producción anual.</p>	<p>1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior Tendencia: Decreciente</p>	6
3.14	Valorización de residuos	<p>Existencia de reciclador para valorización de residuos de hormigón generados en la planta y su uso en la fabricación del hormigón u otro uso en la construcción o fabricación de áridos reciclados a partir de hormigón endurecido de los retornos.</p>	<p>Evidenciar la existencia del reciclador o verificación del proceso de tratamiento del hormigón endurecido</p>	10 (n=100)

3.15	Consumo de energía I	<p>Consumo específico de energía por tonelada de producto final producido (GJ/t) o por ventas totales (GJ/TEP).</p> <p>Para el taller, el consumo de energía se puede categorizar para cuatro tipos de proceso (corte, armado, soldadura y pintura). Cada actividad se asocia a un porcentaje del total de energía consumida (ratio de Consumo Kwh/Tonelada de producto generado o Kwh/Euros facturados o Kwh/nº personal o plantilla en fábrica).</p>	<p>1. Objetivo empresa 2. Dato del año anterior</p> <p>Tendencia: Decreciente</p>	<p>6</p> <p>Pretensado in situ</p> <p>4</p>
3.16	Consumo de energía II	<p>Consumo específico de energía (GJ/t).</p> <p>Parámetros (2):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. en el proceso de acería por tonelada de palanquilla producida. 2. en el proceso de laminación por tonelada de producto final producido (GJ/t). 	<p>Objetivo para cada parámetro:</p> <p>1. Objetivo:</p> <p>1.1. Acero horno eléctrico:</p> <ul style="list-style-type: none"> - 2,7GJ/t (acería) - 1,8 GJ/t (laminación) <p>1.2. Alambrón acero ruta integral:</p> <ul style="list-style-type: none"> - 1 GJ/t (acería) - 2,6 GJ/t (laminación) <p>2. Dato del año anterior</p> <p>Tendencia: Decreciente</p>	8
3.17	Consumo de energía III	Consumo específico de energía (GJ/t) en el proceso de elaboración de las armaduras activas (trefilado del alambrón) por tonelada de producto final producido.	<p>1. Objetivo: 1,55 GJ/t</p> <p>2. Dato del año anterior</p> <p>Tendencia: Decreciente</p>	8
3.18	Consumo de energía IV	<p>Consumo específico de energía (GJ/t) para el acero inoxidable:</p> <p>Parámetros (3):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. en el proceso de acería por tonelada de producto as cast. 2. en el proceso de laminación caliente por tonelada de producto as cast. 3. en el proceso de laminación en frío, por tonelada de producto as cast. 	<p>Objetivo para cada parámetro:</p> <p>1. Objetivo:</p> <ul style="list-style-type: none"> - 4,2GJ/t (acería) - 3,0 GJ/t (laminación caliente) - Objetivo de la instalación (laminación frío) <p>2. Dato del año anterior</p> <p>Tendencia: Decreciente</p>	8
3.19	Consumo de energía V	Disminución progresiva del consumo unitario de energía por trabajador respecto a la del año anterior (CET).	<p>1. CET \geq 1,00</p> <p>2. 1,00 > CET \geq 0,95</p> <p>3. 0,95 > CET \geq 0,90</p> <p>0,90 > CET</p>	13

3.20	Uso de energías renovables I	Porcentaje de uso de energía renovable, respecto al consumo total de energía según fuentes primarias.	Dato del año anterior Tendencia: Creciente	9
3.21	Uso de energías renovables II	Contribución de la energía renovable a la combinación energética del suministro eléctrico consumida por la instalación incluyendo las fuentes renovables que pudieran existir en el recinto de la instalación.	Valor mayor o igual al 20%	10 (n=100)
3.22	Ahorro y eficiencia energética	Parámetros (2): 1. Porcentaje de ahorro energético conseguido respecto al año de referencia por unidad de producción de producto final. 2. Nº de proyectos de ahorro y eficiencia energética finalizados a lo largo del año. El año de referencia que se adopte debe permanecer fijo en el tiempo.	Objetivo para cada parámetro: Dato del año anterior Tendencia: Creciente	2
3.23	Consumo agua I	Consumo anual de agua en el centro productivo por tonelada producida o por metro cúbico producido.	1. Objetivo: - Objetivo de empresa (general) - - 0,8 m ³ /t (acero horno eléctrico) - 7 m ³ /t (alambrón acero ruta integral) - 1 m ³ /t (armaduras activas) 2. Dato del año anterior Tendencia: Decreciente Pretensado in situ 1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior Tendencia: Decreciente	6 4
3.24	Consumo agua II	Porcentaje de ahorro de consumo de agua respecto a un año que se tome como referencia, por unidad de producción de producto final (m ³ /t o m ³ /m ³).	Dato del año anterior Tendencia: Creciente	5
3.25	Consumo agua III	Ratio del consumo neto anual de agua primaria con respecto a la producción anual de la organización. El cálculo se hará de acuerdo a la norma UNE 22470.	1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior Tendencia: Creciente	6
3.26	Consumo agua IV	Disminución progresiva del consumo unitario de agua por trabajador respecto a la del año anterior (CAT).	1. CAT ≥ 1,002. 1,00 > CAT ≥ 0,95 3. 0,95 > CAT ≥ 0,90	13

			4. 0,90 > CAT	
3.27	Compromiso ambiental: Agua	Compromiso con la mejora del desempeño en materia de agua.	1. Definición de objetivos medibles mediante indicadores 2. Existencia de compromiso	1
3.28	Proyectos de ahorro y reutilización de agua	Nº de proyectos de ahorro y reutilización de agua finalizados a lo largo del año.	Dato del año anterior Tendencia: Creciente	5
3.29	Proyectos de conservación o restauración de espacios naturales	Parámetros (2): 1. Importe (euros) de los proyectos de conservación o restauración de espacios naturales, incluyendo las medidas compensatorias. 2. Nº de proyectos de conservación o restauración de espacios naturales finalizados a lo largo del año.	Objetivo para cada parámetro: Dato del año anterior Tendencia: Creciente	9
3.30	Proyectos de restauración en actividades extractivas	Puesta en práctica de proyectos de integración y conservación ambiental, en los que se evalúa la implantación de actividades relacionadas con el mantenimiento y cuidado de la diversidad biológica del entorno de la fábrica o instalación extractiva. En cemento, la evaluación se aplicará, al menos, a la cantera principal de la fábrica integral y/o en el área de influencia de las actividades productivas. En otros casos, la evaluación se referirá necesariamente al clinker de origen con el que se han fabricado los cementos.	1. Se dispone de planes de integración/conservación de especies en relación con la flora o fauna, introducción de especies autóctonas, producción agrícola, estudios de biodiversidad, etc. 2. Se dispone de planes de restauración avalados de acuerdo a la ley de minas para las explotaciones mineras vinculadas a la instalación 3. No se dispone de planes de restauración en las actividades extractivas.	16
3.31	Emisiones: Contaminantes convencionales (horno acería/convertidor)	Concentración de emisiones (mg/Nm ³). Parámetros (12): 1. Partículas 2. CO 3. NO _x 4. SO _x /SO ₂ 5. Mercurio 6. Metales [As, Cd, Cr, Ni, Cu, Pb y Zn] 7. CIH 8. HF 9. COT 10. Benceno/Clorobenceno 11. HAP 12. Dioxinas (PCDF) y Furano (PCDD)	Objetivo (valor) para cada parámetro: Acero horno eléctrico: 1. Partículas (5) 2. CO (150) 3. NO _x (50) 4. SO _x /SO ₂ (30) 5. Mercurio (0,05) 6. Metales (5) 7. CIH (5) 8. HF (1) 9. COT (10) 10. Benceno/Clorobenceno (0,5) 11. HAP (0,1)	10 (n=20)

		NOTA 7 y 8	12. Dioxinas PCDF (0,1) y Furanos PCDD (0,1) Alambrón acero ruta integral: 1. Partículas (120) Tendencia: Decreciente	10 (n=100)
3.32	Emisiones: Contaminantes convencionales en hornos de acería (aceros inoxidables)	Concentración de emisiones (mg/Nm ³) en focos incluidos en procesos de acería. Parámetros (3): 1. Partículas en hornos eléctricos, convertidores, coladas continuas de palanquilla y desbastes, esmeriladoras y oxicorte esmeriladora, oxicortes y fragmentadora. 2. NO _x (óxidos de nitrógeno) en hornos eléctricos y convertidores. 3. CO (monóxido de carbono) en hornos eléctricos y convertidores. NOTA 7 y 8	Objetivo (valor) para cada parámetro en focos de emisión: 1. Partículas en hornos eléctricos (5), convertidores (5), coladas continuas de palanquilla y desbastes (15), esmeriladoras y oxicorte esmeriladora (15), oxicortes y fragmentadora (30) 2. NO _x (óxidos de nitrógeno) en hornos eléctricos (30) y convertidores (30) 3. CO (monóxido de carbono) en hornos eléctricos (150) y convertidores (150) Casos valoración: 1. El 100% de los focos alcanza el objetivo 2. El 60% de los focos alcanza el objetivo 3. Otros casos Tendencia: Decreciente	Para cada parámetro: 21
3.33	Otras emisiones: Contaminantes convencionales (acería)	Concentración de emisiones (mg/Nm ³) Parámetros (2): 1. Metales [Co, Te, Se, Sb, Mn, Sn, V]. 2. Policlorobifenilos (PCB). NOTA 7 y 8.	Objetivo (valor) para cada parámetro: 1. Metales (5) 2. PCB (0,1) Tendencia: Decreciente NOTA: Este indicador no aplica al alambrón acero ruta integral	10 (n=50)

3.34	Emisiones: Contaminantes convencionales en laminación en caliente (aceros inoxidables)	<p>Concentración de emisiones (mg/Nm³) en focos incluidos en procesos de acería.</p> <p>Parámetros (3):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Partículas en trenes desbastadores y acabador, y granalladora plates. 2. NO_x (óxidos de nitrógeno) en horno calentamiento desbastes y horno plates. 3. HF (fluoruro de hidrógeno) en decapado plates. <p>NOTA 7 y 8</p>	<p>Objetivo (valor) para cada parámetro en focos de emisión:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Partículas en trenes desbastador y acabador (15), y granalladora plates (200) 2. NO_x en horno calentamiento desbastes (320) y horno plates (200) 3. HF en decapado plates (2) <p>Casos de valoración para todos los parámetros:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. El 100% de los focos alcanza el objetivo 2. El 60% de los focos alcanza el objetivo 3. Otros casos <p>Tendencia: Decreciente</p>	Para cada parámetro: 21
3.35	Emisiones: Contaminantes convencionales (horno laminación)	<p>Concentración de emisiones (mg/Nm³).</p> <p>Parámetros (4):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Partículas. 2. CO (monóxido de carbono). 3. NO_x (óxidos de nitrógeno). 4. SO_x/SO₂ <p>NOTA 7 y 8</p>	<p>Objetivo (valor) para cada parámetro:</p> <p>Acero horno eléctrico:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Partículas (10) 2. CO (50) 3. NO_x (250 si se dispone de quemadores regenerativos, 600 en otro caso) 4. SO_x/SO₂ (35) <p>Alambrón acero ruta integral:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Opacidad (1,5) 2. CO (500) 3. NO_x (300) 4. SO_x/SO₂ (2400) <p>Tendencia: Decreciente</p>	10 (n=30)
3.36	Emisiones: Contaminantes convencionales en laminación en frío (aceros inoxidables)	<p>Concentración de emisiones (mg/Nm³) en focos incluidos en procesos de acería.</p> <p>Parámetros (3):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Partículas en granalladoras. 2. NO_x (óxidos de nitrógeno) en hornos de recocido y decapado. 	<p>Objetivo (valor) para cada parámetro en focos de emisión:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Partículas en granalladoras (20) 	Para cada parámetro: 21

		<p>3. HC (hidrocarburos) en laminadores.</p> <p>NOTA 7 y 8</p>	<p>2. NO_x en hornos de recocido y decapado (325)</p> <p>3. HC en laminadores (10)</p> <p>Casos de valoración para todos los parámetros:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. El 100% de los focos alcanza el objetivo 2. El 60% de los focos alcanza el objetivo 3. Otros casos <p>Tendencia: Decreciente</p>	
3.37	Otras Emisiones: Contaminantes convencionales (horno laminación)	<p>Concentración de emisiones (mg/Nm³).</p> <p>Parámetros (6):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. H₂S 2. Metales [As, Hg, Cd, Cr, Ni, Cu, Pb, Zn, Co, Te, Se, Sb, Mn, Sn, V] 3. CIH 4. HF 5. COT 6. Dioxinas (PCDF) y Furanos (PCDD). <p>NOTA 7 y 8</p>	<p>Objetivo (valor) para cada parámetro:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. H₂S (50) 2. Metales (1,5) 3. CIH (5) 4. HF (1) 5. COT (5) 6. Dioxinas PCDF (0,1) y Furanos PCDD (0,1) <p>NOTA: Este indicador no aplica al alambrón acero ruta integral</p> <p>Tendencia: Decreciente</p>	10 (n=20)
3.38	Emisiones: Contaminantes convencionales (armaduras activas)	<p>Concentración de emisiones (mg/Nm³).</p> <p>Parámetros (5):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Partículas 2. CO 3. NO_x 4. CIH 5. H₂SO₄ <p>NOTA 7 y 8</p>	<p>Objetivo (valor) para cada parámetro:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Partículas (10) 2. CO (100) 3. NO_x (250) 4. CIH (10) 5. H₂SO₄ (5) 	10 (n=25)
3.39	Emisiones: Contaminantes convencionales en procesos auxiliares (aceros inoxidables)	<p>Concentración de emisiones (mg/Nm³) en focos incluidos en procesos de acería.</p> <p>Parámetros (3):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Partículas en planta de recuperación de ácidos. 2. NO_x (óxidos de nitrógeno) en torre catalítica y calderas. 3. HF (fluoruro de hidrógeno) en torre catalítica. 	<p>Objetivo (valor) para cada parámetro en focos de emisión:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Partículas en planta de recuperación de ácidos (20). 2. NO_x en torre catalítica (200) y calderas (200). 3. HF en torre 	Para cada parámetro: 21

		NOTA 7 y 8	catalítica (3) Casos de valoración para todos los parámetros: <ol style="list-style-type: none">1. El 100% de los focos alcanza el objetivo2. El 60% de los focos alcanza el objetivo3. Otros casos Tendencia: Decreciente	
3.40	Emisiones: NO _x y partículas	Concentración de emisiones (mg/Nm ³) referidas a las del horno de clinker (necesariamente, al horno de clinker de origen con el que se han fabricado los cementos). Las medidas se referirán a las condiciones establecidas en la Autorización ambiental integrada como cómputo anual. Parámetros (2): <ol style="list-style-type: none">1. NO_x (óxidos de nitrógeno).2. Partículas.	Objetivo para cada parámetro: Emisión de NO _x : <ol style="list-style-type: none">1. ≤ 5002. > 500 Emisión de partículas: <ol style="list-style-type: none">1. ≤ 202. > 20 Para cementos tipo CAC, se considerarán sus límites específicos.	18
3.41	Índices de ruidos	Índice de ruido corregido a lo largo del periodo temporal de evaluación. Parámetros (3): <ol style="list-style-type: none">1. Dia (L_{x,d})2. Tarde (L_{x,t})3. Noche (L_{x,n}) NOTA 7 y 8	Objetivo para cada parámetro: El índice de ruido es menor que el límite legal en al menos 5 dB. Los límites legales de aplicación serán los que se establezcan en la autorización o en la normativa local aplicable a la instalación. Cuando no existan límites aplicables al periodo de tarde, se considerarán los correspondientes al periodo de día. Tendencia: Decreciente	10 (n=40) Se restarán 40 puntos por cada parámetro con superación puntual del límite legal durante el periodo de evaluación

3.42	Vertidos de aguas: Residuales industriales I	<p>Vertidos por punto de vertido.</p> <p>Parámetros (2):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Caudal de vertido (m³/año). 2. Aceites y grasas (mg/l). <p>NOTA 7 y 8</p>	<p>Objetivo para cada parámetro:</p> <p>Objetivo de empresa</p> <p>Tendencia: Decreciente</p>	10 (n=100)
3.43	Vertidos de aguas: Residuales industriales II	<p>Vertidos por punto de vertido para el acero:</p> <p>Parámetros (21):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Caudal de vertido (m³/año) 2. pH (unidades) 3. Conductividad (uS/cm) 4. T^a (incremento °C) del medio receptor 5. Sólidos en suspensión (mg/l) 6. DBO₅ (mg/l) 7. DQO (mg/l) 8. Aceites y grasas (mg/l) 9. Amoniaco (mg/l) 10. Metales [Al, As, Cd, Cu, Mn, Hg, Pb] (mg/l) 11. Fe (mg/l) 12. Zn (mg/l) 13. Ni (mg/l) 14. Cr total (mg/l) 15. Cianuro (mg/l) 16. Fluoruros (mg/l) 17. Sulfuros (mg/l) 18. AOX (mg/l) 19. P total (mg/l) 20. Ni total (mg/l) 21. Ag (mg/l) <p>NOTA 7 y 8</p>	<p>Objetivo (valor) para cada parámetro:</p> <p>Acero horno eléctrico:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Caudal de vertido (objetivo empresa) 2. pH (6-9) 3. Conductividad (<4.000) 4. T^a (1,5) 5. Solidos suspensión (20) 6. DBO₅ (30) 7. DQO (100) 8. Aceites y grasas (5) 9. Amoniaco (15) 10. Metales [Al, As, Cd, Cu, Mn,Hg, Pb] (12) 11. Fe (5) 12. Zn (2) 13. Ni (0,5) 14. Cr total (0,5) 15. Cianuro (1,0) 16. Fluoruros (1,5) 17. Sulfuros (2,5) 18. AOX (0,5) 19. P total (10) 20. Ni total (15) 21. Ag (0,1) <p>Alambrón acero ruta integral:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Caudal de vertido (objetivo empresa) 2. pH (6-9) 3. Conductividad (<1.000) 4. T^a (1,5) 5. Solidos suspensión (80) 6. DBO₅ (20) 	10 (n=10)

			<p>7. DQO (60) 8. Aceites y grasas (5) 9. Amoniaco (15) 10. Fe (5) 11. Zn (2) 12. Ni (0,5) 13. Cr total (0,5) 14. F (1,7)</p> <p>Tendencia: Decreciente</p>	
3.44	Vertidos de aguas: Residuales industriales III	<p>Vertidos por punto de vertido para las armaduras activas:</p> <p>Parámetros (10):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. DQO (mg/l) 2. Fe (mg/l) 3. Zn (mg/l) 4. Cr total (mg/l) 5. Ni (mg/l) 6. N total (mg/l) 7. P total (mg/l) 8. Sulfatos (mg/l) 9. Sulfuros (mg/l) 10. Aceites y grasas (mg/l) <p>NOTA 7 y 8</p>	<p>Objetivo (valor) para cada parámetro:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. DQO (100) 2. Fe (5) 3. Zn (2) 4. Cr total (0,2) 5. Ni (0,5) 6. N total (0,2) 7. P total (10) 8. Sulfatos (1.000) 9. Sulfuros (2,5) 10. Aceites y grasas (5) <p>Tendencia: Decreciente</p>	10 (n=10)
3.45	Vertidos de aguas: Residuales industriales IV (aceros inoxidables)	<p>Vertidos por punto de vertido para el acero inoxidable:</p> <p>Parámetros (14):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Caudal de vertido (m³/año) 2. pH (unidades) 3. Sólidos en suspensión (kg/año) 4. COT (kg/año) 5. Aceites y grasas (kg/año) 6. Fluoruros (kg/año) 7. Amonio (kg/año) 8. Ni total (kg/año) 9. Nitratos (kg/año) 10. Cr total (kg/año) 11. P total (kg/año) 12. Zn (kg/año) 13. Ni (kg/año) 14. Cu (kg/año) <p>NOTA 7 y 8</p>	<p>Objetivo (valor) para cada parámetro:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Caudal de vertido (objetivo empresa) 2. pH (6-9) 3. Sólidos en suspensión (57.600) 4. COT (41.400) 5. Aceites y grasas (14.500) 6. Fluoruros (14.000) 7. Amonio (70.000) 8. Ni total (995.000) 9. Nitratos (4.000.000) 10. Cr total (360) 11. P total (1.320) 12. Zn (360) 13. Ni (975) 14. Cu (60) <p>Tendencia: Decreciente</p>	10 (n=10)

3.46	Otros vertidos de aguas residuales industriales	<p>Vertidos por punto de vertido:</p> <p>Parámetros (19):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Solidos sedimentables (SS) (mg/l) 2. Ba (mg/l) 3. B (mg/l) 4. Cr III (mg/l) 5. Sn (mg/l) 6. Se (mg/l) 7. Mo (mg/l) 8. Fenoles (mg/l) 9. Cloruros (mg/l) 10. Sulfitos (mg/l) 11. Detergentes (mg/l) 12. Trihalometanos (THM) 13. Benceno-tolueno-etilbenceno-xileno (BTEX) (mg/l) 14. Hidrocarburos aromáticos policíclicos (PAH) (mg/l) 15. Hidrocarburos totales (TPH) 16. Carbono orgánico total (COT) (mg/l) 17. Nitratos (mg/l) 18. Cloro residual libre (mg/l) 19. Toxicidad para Daphnia Magna (unidades equitox/m³) <p>NOTA 7 y 8</p>	<p>Objetivo (valor) para cada parámetro:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. SS (0,5) 2. Ba (2) 3. B (0,6) 4. Cr III (2) 5. Sn (2) 6. Se (0,01) 7. Mo (1) 8. Fenoles (0,4) 9. Cloruros (800) 10. Sulfitos (3) 11. Detergentes (4) 12. THM (0,005) 13. BTEX (0,05) 14. PAH (0,01) 15. TPH (5) 16. COT (100) 17. Nitratos (30) 18. Cloro residual libre (2) 19. Toxicidad (3) <p>NOTA: Este indicador no aplica al alambrón acero ruta integral</p> <p>Tendencia: Decreciente</p>	10 (n=10)
3.47	Vertidos de aguas	Vertido cero o aprovechamiento del 100% del agua residual procedente de la producción del hormigón o de la limpieza de los camiones.	Existe evidencia de su cumplimiento.	10 (n=100)
3.48	Residuos generados	<p>Parámetros (2 ó 3):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Producción anual de residuos peligrosos, por tonelada de producto final. 2. Producción anual de residuos industriales no peligrosos, por tonelada de producto final. 3. Nº de alarmas confirmadas de camiones con chatarras contaminadas con residuos radioactivos/1000 camiones (parámetro adicional solo para el acero). 	<p>Objetivo para cada parámetro:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior <p>Tendencia: Decreciente</p>	8
3.49	Compromiso ambiental : Residuos generados	Compromiso con la mejora del desempeño en materia de gestión de residuos.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Definición de objetivos medibles mediante indicadores 2. Existencia de compromiso 	1
3.50	Gestión de residuos	Parámetros (2):	Dato del año anterior	2
		<ol style="list-style-type: none"> 1. Residuos que se destinan a reciclaje o recuperación por tonelada de producto final ($t_{rec}/t_{producto_final}$) o por 		

		<p>ventas totales ($t_{rec}/euros$).</p> <p>2. Residuos que se destinan a valorización energética por tonelada de producto final ($t_{rec}/t_{producto\ final}$) o por ventas totales ($t_{rec}/euros$).</p>	Tendencia: Creciente	
3.51	Gestión de residuos (hormigón)	<p>Procedimiento de gestión de residuos especiales o peligrosos generados por la planta o por las empresas de mantenimiento de la misma, así como por la maquinaria móvil en su caso, por ejemplo:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Procedimiento escrito del tratamiento que se da a todos los residuos que salen de la central. - Gestión de lodos de balsas; probetas, en el caso de que el laboratorio esté en la central, distinguiendo si tienen refrentado de azufre o pulido/cúbicas; residuos de taller. - Existencia de contenedores clasificados (chatarra, papel, envases, peligrosos). - Comprobación documental de recepción en vertederos y/o, de retirada de contenedores. 	Existe evidencia del cumplimiento.	10 (n=100)
3.52	Gestión de residuos (áridos) I	Residuos que se destinan a reciclaje o recuperación por tonelada de producto final ($t_{rec}/t_{producto\ final}$).	<p>1. Objetivo de empresa</p> <p>2. Dato del año anterior</p> <p>Tendencia: Creciente</p>	1
3.53	Gestión de residuos (áridos) II	<p>Sistema de gestión de residuos especiales o peligrosos, por ejemplo:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Procedimiento escrito del tratamiento que se da a todos los residuos que salen de la central. - Existencia de contenedores clasificados (chatarra, papel, envases, peligrosos). - Comprobación documental de recepción en vertederos. - Comprobación documental de retirada de contenedores. 	Existe evidencia del cumplimiento.	10 (n=100)
3.54	Evaluación de riesgos ambientales	<p>Análisis o Evaluación de riesgos ambientales del centro productivo de acuerdo a la norma UNE 150008.</p> <p>El análisis puede haber sido realizado para dar cumplimiento a lo exigido en la Ley 26/2007 de Responsabilidad Medioambiental y su normativa relacionada.</p>	<p>1. Se cuenta con ARA según el cual se especifica que no es necesaria garantía financiera, seguro o aval, de acuerdo a lo definido en la Ley 26/07 de responsabilidad medioambiental</p> <p>2. Se cuenta con ARA y se dispone de seguro o aval para cubrir los riesgos ambientales de la instalación según la evaluación del fabricante.</p> <p>3. No se cuenta con ARA de la instalación.</p>	16

3.55	Uso de combustibles alternativos	<p>Tasa de sustitución (TS) obtenida como la suma porcentual de los combustibles alternativos utilizados en la instalación con respecto a los combustibles convencionales (en términos de energía). Los combustibles alternativos son los informados oficialmente por la instalación como tales a efectos estadísticos.</p> <p>La tasa de sustitución se calculará en cómputo anual.</p>	<p>1. TS ≥25%</p> <p>2. 15%≤TS<25%</p> <p>3. 5%≤TS <15%</p> <p>4. TS<5%</p>	19
3.56	Incidentes en el medioambiente	<p>Número de incidentes ambientales anuales ocurridos respecto de la cifra de negocio (por ejemplo, emisiones o vertidos fuera de límites, derrames, pérdidas o escapes de residuos, sucesos no controlados con daños al medioambiente, no conformidades ambientales, etc).</p> <p>En caso de que se registren varias superaciones de un límite legal a lo largo del año, deben considerarse como incidentes diferentes.</p>	<p>Incidentes nulos o inferiores al dato del año anterior</p> <p>Tendencia: Decreciente</p>	10 (n=100)
3.57	Uso de sustancias peligrosas	<p>Reducción del consumo de sustancias peligrosas por tonelada de producto final ($t_{sust.\text{peligrosa}}/t_{\text{producto final}}$) como por ejemplo:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Líquidos inflamables y combustibles, excepto productos petrolíferos. - Gases comprimidos y licuados a presión en botellas y botellones, excepto gas natural. - Productos petrolíferos, excepto aceites y grasas. - Gas natural. - Líquidos corrosivos. - Productos tóxicos. - Aceites y grasas. - Jabones de trefilado. 	<p>1. Objetivo de empresa</p> <p>2. Dato del año anterior</p> <p>Tendencia: Decreciente</p>	6
3.58	Buenas prácticas de gestión de sustancias peligrosas	<p>Buenas prácticas implantadas por la organización relacionadas con la gestión de sustancias peligrosas.</p> <p>Parámetros (3):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Definición de buenas prácticas en la manipulación de sustancias peligrosas (por ejemplo procedimiento, instrucción interna). 2. Definición de la actuación ante emergencias por manejo de sustancias peligrosas. 3. Realización de simulacros que consideren escenarios de derrame o fugas de sustancias peligrosas. 	<p>Objetivo para todos los parámetros:</p> <p>Existe evidencia del cumplimiento.</p>	10 (n=40)

3.59	Buenas prácticas de gestión ambiental	Buenas prácticas implantadas por la organización relacionadas con la gestión ambiental. Parámetros (3): <ol style="list-style-type: none">1. Existencia, disponibilidad y distribución de un Manual de Buenas Prácticas Ambientales (n=50).2. Comunicación y difusión interna en la organización (n=25).3. Comunicación y difusión exterior a contratistas, proveedores, etc. (n=25).	Objetivo para todos los parámetros: Existe evidencia del cumplimiento.	10 (n=según parámetro)
3.60	Afección a suelos	Grado de afección a suelos [superficie (m^2) y volumen (m^3) de suelos contaminados]. La inexistencia de suelos contaminados debe justificarse documentalmente. Se considera válido un informe preliminar en el que se afirme que no existe contaminación, siempre que no exista petición de información adicional o de realización de una investigación de suelos por parte de la Administración.	1. Valor nulo 2. Dato del año anterior	6
3.61	Actuaciones de remediación	Parámetros (2): <ol style="list-style-type: none">1. Nº acumulado de actuaciones de remediación desde la realización de la caracterización de suelos.2. Superficie (m^2) y volumen (m^3) acumulados de suelos remediados. La inexistencia de suelos contaminados debe justificarse documentalmente. Se considera válido un informe preliminar en el que se afirme que no existe contaminación, siempre que no exista petición de información adicional o de realización de una investigación de suelos por parte de la Administración.	Objetivo para cada parámetro: Superación del año anterior Tendencia: Creciente	10 (n=50)
3.62	Proyectos de mejora ambiental	Nº de proyectos de mejora ambiental finalizados durante el año, distintos de los indicados en 3.29.	Superación del dato del año anterior Tendencia: Creciente	10 (n=100)
3.63	Gestión ambiental de contratistas	Porcentaje de empresas contratistas que están sujetas a sistemas de gestión medioambiental UNE-EN ISO 14001.	1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior Tendencia: Creciente	7
3.64	Gestión ambiental de contratistas y proveedores	Número de contratistas y proveedores que disponen de sistema de gestión medioambiental UNE-EN ISO 14001, certificado por empresa acreditada, entre el número total de contratistas y proveedores, en tanto por cien (CR).	Valor de CR (%).	10 (n=%CR)

3.65	Gestión ambiental de proveedores	Porcentaje de empresas proveedoras que disponen de sistemas de gestión medioambiental UNE-EN ISO 14001.	1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior Tendencia: Creciente	7 Pretensado in situ 17
3.66	Emisiones difusas: generación de polvo en acopios y viales	Adopción de medidas específicas y verificables para la disminución de la generación de polvo en acopios (como por ejemplo, carenado o riego) teniendo en cuenta que en el caso del árido húmedo no es necesaria la misma protección.	Existe evidencia del sistema y justificación técnica de la idoneidad de la solución adoptada.	10 (n=100)
3.67	Emisiones difusas: generación de polvo	Adopción de medidas específicas y verificables para la disminución de la generación de polvo en plantas de hormigón: - Carenado de cintas. - Carenado de báscula. - Sistemas de captación de polvo en zonas de transferencia de material. - Captador y carenado en bocas de carga sin amasadora.	Existe evidencia de la adopción de la totalidad de las medidas.	10 (n=100)
3.68	Utilización de papel reciclado	Reciclado de papel (PR) como porcentaje del papel comprado. Se considera como PR aquellos que tengan un porcentaje mínimo del 50% de fibra reciclada post consumo para papel no estucado y mínimo del 30% para estucados, siendo siempre papeles procesados sin cloro o sus derivados TFC.	1. PR \geq 33% 2. 33% > PR > 20% 3. 20% \geq PR > 10% 4. PR \leq 10%	14
3.69	Consumo de papel	Reducción del consumo anual de papel (RCAP) como porcentaje del papel usado el año anterior.	1. RCAP > 25% 2. 25% \geq RCAP > 10% 2. 10% \geq RCAP > 5% 3. RCAP \leq 5%	14
3.70	Aprovechamiento de escorias	Aprovechamiento de al menos el 50% de las escorias producidas en la fabricación de productos de acero.	Se aporta certificado en vigor que incluye el aprovechamiento del 50% de escorias entre los requisitos evaluados, emitido por un organismo de certificación acreditado.	10 (n=100)
3.71	Delimitación de las instalaciones	Existencia de delimitación física en la totalidad del contorno de los terrenos de la planta de hormigón, con sistemas no provisionales.	Existe evidencia de la delimitación	10 (n=100)
3.72	Instalación permanente de almacenaje	Existencia de, al menos, una Instalación de carácter permanente que la organización debe disponer para almacenar el material constituyente del Sistema de Pretensado "in situ", dotándola con los servicios técnicos suficientes para calibración, conservación y mantenimiento de equipos, utilajes y medios auxiliares para la instalación de dicho Sistema en obra.	Disponer de Licencia Municipal de Apertura de la Instalación para la actividad correspondiente. El contorno de los terrenos en los que se ubica deberá estar delimitado en su totalidad con sistemas no provisionales.	10 (n=100)

Tabla A2.A.1.4

4. INDICADORES SOCIALES				
Nº	Indicador	Definición/Parámetros	Objetivos	Sistema de valoración
4.1	Estabilidad en empleo I	Porcentaje de empleo indefinido sobre el total de empleo directo.	1. Objetivo de empresa o 100% 2. Dato del año anterior	7
4.2	Estabilidad en empleo II	Número de empleos con contrato indefinido en relación al número total de empleos directos, en tanto por cien (%EI).	Valor de EI (%)	10 (n=%EI)
4.3	Empleo directo e indirecto	<p>Parámetros (2):</p> <p>1. Empleo directo: Nº total de trabajadores de la organización (puestos de trabajo equivalentes) [=a/b]</p> <p>Siendo:</p> <p>(a) Total de horas trabajadas por empleo directo. Se obtiene a través de los datos del total de horas trabajadas de toda la plantilla (Fuente: Departamento de personal, cotizaciones a la seguridad social)</p> <p>(b) Media anual de horas trabajadas en puestos de trabajo a tiempo completo. Se utiliza el dato de horas anuales de convenio (por ejemplo 1.670 h) multiplicado por el número de trabajadores de plantilla</p> <p>2. Empleo indirecto: Nº total de trabajadores que presta servicio en la organización contratados por terceros, ya sea por actividad propia o auxiliar (puestos de trabajo equivalentes) [=a*/b]</p> <p>Siendo:</p> <p>(a*) Total de horas trabajadas por empleo indirecto. Se obtiene a través de los datos del total de horas trabajadas del personal de contratas (Fuente: Departamento de personal, cotizaciones a la seguridad social).</p>	Objetivo para cada parámetro: 1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior Tendencia: Creciente	1

4.4	Empleo directo	Número total de trabajadores de la organización (puestos de trabajo equivalentes estimados como el cociente entre el total de horas trabajadas y la media anual de horas trabajadas en puestos de trabajo a tiempo completo) respecto del volumen de facturación.	Dato del año anterior Tendencia creciente	5
4.5	Empleo indefinido respecto al directo	Relación entre el número de empleos indefinidos y el número total de empleos directos, referido al personal propio de la fábrica de origen del cemento o clinker, relacionado directamente con actividades de producción (cantera, producción, mantenimiento, expedición, calidad, seguridad y medioambiente). $\text{EIED (\%)} = \frac{\text{Nº empleos indefinidos}}{\text{Nº total empleos directos}} * 100$	1. EIED> 80% 2. 70%<EIED≤80% 3. EIED≤70	16
4.6	Costes de formación	Costes de formación respecto al total de la masa salarial. La masa salarial se define como la remuneración de los asalariados en dinero o en especie, que un establecimiento o industria paga a un asalariado como contraprestación por el trabajo que éste realiza, más el valor de las contribuciones sociales a pagar por el empleador a los sistemas de seguridad social obligatoria, o a los sistemas privados de seguro social.	1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior Tendencia: Creciente	7 Pretensado in situ 17
4.7	Acciones de formación I	Parámetros (2): 1. Nº de acciones de formación realizadas durante el año 2. Horas de formación respecto al total de la plantilla.	Objetivo para cada parámetro: 1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior Tendencia: Creciente	7 Pretensado in situ 17
4.8	Acciones de formación II	Horas totales de formación respecto al número total de trabajadores de la organización (puestos de trabajo equivalentes estimados como el cociente entre el total de horas trabajadas y la media anual de horas trabajadas en puestos de trabajo a tiempo completo.)	Dato del año anterior Tendencia : Creciente	5
4.9	Libertad de asociación y convenios colectivos	Disponibilidad de políticas, prácticas y procedimientos para facilitar la representación de los trabajadores.	Objetivo para todos los parámetros:	10 (n=40)

		<p>Parámetros (3):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Normas o procedimientos que garanticen que los trabajadores puedan afiliarse a sindicatos sin temor a sufrir represalias, aplicables en particular a selección y promoción del personal, archivo de información y datos personales y decisiones sobre despidos o traslados 2. Convenio colectivo en vigor 3. Mecanismos de comunicación con los representantes de los trabajadores. 	Existe la política, norma o procedimiento mencionada	
4.10	Sistemas de gestión de riesgos laborales I	Sistema de gestión de riesgos laborales según OHSAS 18001 o ISO 45001.	Dispone de certificado en vigor emitido por organismo acreditado	10 (n=100)
4.11	Sistemas de gestión de riesgos laborales II	Sistema de gestión de riesgos laborales en el centro productivo.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Dispone de un certificado en vigor conforme a OSHAS 18001 emitida por una entidad acreditada 2. Se cuenta con un sistema de gestión de riesgos laborales propio de la empresa/grupo auditado en el último ejercicio 3. No se cuenta con sistema de gestión de riesgos laborales auditado o certificado 	16
4.12	Sistemas de gestión de riesgos laborales III	Sistema de gestión de riesgos laborales según OHSAS 18001 o ISO 45001.	Dispone de certificado en vigor	10 (n=100)
4.13	Índices de siniestralidad de personal propio I	<p>Parámetros (4):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Índice de frecuencia (I_f) 2. Índice de incidencia (I_i) 3. Índice de gravedad (I_g) 4. Índice de frecuencia (mortales) ($I_{f(mortales)}$). <p>Siendo:</p> $I_f = \frac{N^o_{\text{total accidentes con baja}}}{N^o_{\text{total horas hombre trabajadas}}} * 10^6$	<p>Objetivo para cada parámetro:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Objetivo de empresa o valor nulo 2. Dato del año anterior <p>Construcción</p> <p>Dato del año anterior</p>	8 10 (n=25)

		$I_i = \frac{N_{\text{total accidente con baja}}^o}{N_{\text{total personas expuestas}}^o} * 10^5$ $I_g = \frac{N_{\text{total jornadas perdidas por accidente}}^o}{N_{\text{total horas hombre trabajadas}}^o} * 10^3$ $I_f(\text{mortales}) = \frac{N_{\text{total accidentees mortales en jornada de trabajo}}^o}{N_{\text{total horas hombre trabajadas}}^o} * 10^8$ <p>Se entiende por "horas hombre" la suma de horas reales de trabajo del personal propio, descontando toda ausencia en el trabajo por permisos, vacaciones, bajas por enfermedad o accidente, etc.</p>	Tendencia: Decreciente	
4.14	Índices de siniestralidad de personal propio en plantas de hormigón	<p>Valor del índice medio de la empresa en los últimos 3 años (I_m) respecto al índice del sector en el último informe sectorial (I_s).</p> <p>Parámetros (3):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Índice de frecuencia (I_f) 2. Índice de incidencia (I_i) 3. Índice de gravedad (I_g). 	<p>Objetivo para cada parámetro:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. $I_m \leq 50\% I_s$ 2. $75\% I_s \geq I_m > 50\% I_s$ 3. $I_s \geq I_m > 75\% I_s$ 4. $I_m > I_s$ 	13
4.15	Índices de siniestralidad de personal de contratas I	<p>Parámetros (4):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Índice de frecuencia (I_f) 2. Índice de incidencia (I_i) 3. Índice de gravedad (I_g) 4. Índice de frecuencia (mortales) ($I_f(\text{mortales})$). 	<p>Objetivo para cada parámetro:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Objetivo de empresa o valor nulo 2. Dato del año anterior <p>Tendencia: Decreciente</p>	8
4.16	Índices de siniestralidad de personal de contratas II	Índice de frecuencia (mortales).	Dato del año anterior	5
4.17	Acciones específicas de prevención	<p>Parámetros (2):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Acciones de prevención: N° de acciones de reducción de riesgos laborales, iniciadas, en curso o finalizadas durante el año 2. Programas de formación en materia de salud y seguridad: 	<p>Objetivo para cada parámetro:</p> <p>Parámetro 1: Objetivo a elegir entre los siguientes y que deberá mantenerse</p>	<p>Par.1: General 2</p> <p>Pretensado in situ</p>

		Horas de formación, en materia de seguridad y salud y seguridad laboral, realizadas durante el año incluyendo las impartidas por la empresa al personal de contratas.	en el tiempo: 1. Dato del año anterior 2. N º de acciones planificadas en el plan de prevención Parámetro 2: 1. Horas planificadas en el plan de formación. 2. Dato del año anterior Tendencia: Creciente	5 Par.2: General 11 Pretensado in situ 17
4.18	Acciones específicas de prevención con formación superior a la mínima legal exigible	Cursos de Prevención de Riesgos Laborales con duración superior a la mínima legal exigible realizados durante el año.	1.- Cursos citados planificados en el plan de formación 2.- Dato del año anterior Tendencia: Creciente	17
4.19	Índices de seguridad y salud laboral	Parámetros (3): 1. Índice de incidencia de fallecimientos: $\text{IIF} = \frac{\text{Nº accidentes mortales} * 1.000}{\text{Nº trabajadores}}$ 2. Índice de incidencia de accidentes con incapacidad temporal: $\text{IIACIT} = \frac{\text{Nº accidentes con incapacidad temporal} * 1.000}{\text{Nº trabajadores}}$ 3. Índice de gravedad: $\text{IGACIT} = \frac{\text{Nº jornadas perdidas por incapacidad temporal} * 1.000}{\text{Nº total horas trabajadas}}$ El número de trabajadores incluirá a empleados propios, incluidos los contratados a jornada completa, a tiempo parcial y los temporales (estos dos	Objetivo para cada parámetro: Parámetro 1: 1.IIF=0 2. - 3.IIF > 0 Parámetro 2: 1. IIACIT <25 2. 25 ≤ IIACIT < 50 3. IIACIT ≥ 50 Parámetro 3: 1.IG < 0,80 2.0,80 ≤ IG < 1,0 3.IG ≥ 1,0	20

		<p>últimos, estimados como equivalentes de jornada completa). Se incluyen empleados de todas las empresas donde exista un control de la dirección y de las empresas con las que se haya firmado un acuerdo técnico o de gestión.</p> <p>Los indicadores pueden ser calculados a nivel de empresa o a nivel de instalación.</p>		
4.20	Buen Gobierno/ Responsabilidad Corporativa	<p>Disponibilidad de políticas, prácticas y procedimientos de buen gobierno.</p> <p>Parámetros (3):</p> <ol style="list-style-type: none">1. Existencia de una política sobre buen gobierno, pero sin definición de acciones concretas2. Normas o procedimientos con criterios para evitar la corrupción en el ámbito interno (por ejemplo respecto a los proveedores)3. Normas o procedimientos con criterios para evitar la corrupción en el ámbito externo (por ejemplo respecto a los clientes, etc.).	<p>Objetivo para cada parámetro:</p> <p>Existe la política, norma o procedimiento mencionada</p> <p>Tendencia: Creciente</p>	10(n=33,4)
4.21	Buen Gobierno y Responsabilidad Social Corporativa	<p>Realización de las actividades indicadas.</p> <p>Parámetros (8):</p> <ol style="list-style-type: none">1. Se dispone de un código ético o de conducta que indique las normas y pautas generales que marcan los principios de actuación corporativos y éste se transmite a todos los grupos de interés2. Disponer de un comité o comisión de ética3. Definir normas o procedimientos éticos de actuación en los procesos de compra y selección de proveedores4. Definir normas o procedimientos éticos de actuación relacionadas con los clientes5. Herramientas para preservar la privacidad del cliente, protección y tratamiento de datos personales e información confidencial6. Adhesión a iniciativas que impulsen el comportamiento ético (Pacto Mundial de Naciones Unidas)7. Desarrollo de sistemas de mejora para la excelencia en el	<p>Objetivo para cada parámetro:</p> <p>Existe evidencia de la implantación de la actividad</p>	10 (n=20)

		<p>servicio y para incrementar la gestión responsable (por ejemplo: Sistema de gestión ética y socialmente responsable SGE 21. etc.)</p> <p>8. Existencia de acciones concretas para la diversidad de género.</p>		
4.22	Acciones de integración o igualdad	<p>Acciones de integración o de fomento de la igualdad, realizadas durante el año.</p> <p>Parámetros (6):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Existencia de una política contra la discriminación pero sin definición de acciones concretas 2. Normas o procedimientos de contratación/promoción con criterios contra la discriminación suficientemente detallados 3. Medidas de mejora de condiciones para las mujeres en estado de gestación u otros grupos con necesidades especiales 4. Equiparación de hombres y mujeres en los puestos de trabajo (existencia de trabajadores de ambos sexos en todas las combinaciones de categoría/área) 5. Contratación de trabajadores discapacitados por encima del mínimo legalmente requerido (cuando no exista cuota fijada por normativa estatal, debe ser al menos de un 2%, para empresas de más de 50 trabajadores) 6. Convenios con administraciones públicas. 	<p>Objetivo para todos los parámetros:</p> <p>Existe la política, norma, procedimiento o medida mencionada</p>	10 (n=20)
4.23	Beneficios sociales	<p>Beneficios sociales no obligatorios adoptados por la organización, incluidas las medidas de conciliación.</p> <p>Parámetros (8):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Flexibilización de la jornada laboral 2. Reducción de jornada para atención de niños o personas discapacitadas, por encima de lo reconocido por la legislación o programas o convenios con guarderías 3. Comedor social, cheque restaurante u otros programas análogos 	<p>Objetivo para todos los parámetros:</p> <p>Existe la política, norma, procedimiento o medida mencionada</p>	10 (n=20)

		<ol style="list-style-type: none">4. Transporte al centro de trabajo (siempre que pueda acogerse a él, en función de su residencia, al menos la mitad de la plantilla)5. Actividades culturales, deportivas o recreativas para trabajadores y sus familias6. Becas, préstamos o subvenciones a la formación para los trabajadores y sus familias en cualquier ámbito7. Seguros o programas de salud para los trabajadores y sus familias, con un coste reducido respecto al precio de mercado.8. Programas de asistencia en caso de infortunio familiar grave, incluidos seguros de vida.		
4.24	Patrocinios y proyectos culturales, deportivos y ambientales	<p>Parámetros (3):</p> <ol style="list-style-type: none">1. Proyectos culturales2. Proyectos deportivos3. Proyectos ambientales <p>Para los tres parámetros se elegirá uno de los siguientes métodos de cálculo, que deberá mantenerse en el tiempo:</p> <ol style="list-style-type: none">a) Importe de las aportaciones a los proyectos realizados o patrocinados por la empresa respecto al valor de la producción en unidades monetarias o toneladas (euros/euros o euros/t).b) Importe de los proyectos finalizados respecto al valor de la producción en unidades monetarias o toneladas (euros/euros o euros/t).	<p>Objetivos para cada parámetro:</p> <ol style="list-style-type: none">1. Objetivo de empresa2. Dato del año anterior <p>Pretensado in situ</p> <ol style="list-style-type: none">1. Objetivo de empresa2. Dato del año anterior	12 22
4.25	Colaboración con agentes del entorno.	Existen colaboraciones con Instituciones o entidades locales (ayuntamientos, clubs deportivos, etc.).	Existe evidencia de la existencia de colaboraciones	10(n=100)

4.26	Proyectos sociales	<p>Proyectos sociales como por ejemplo:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Programas de formación profesional - Apoyo a discapacitados - Convenios con universidades y centros de investigación - Cátedras singularizadas - Donaciones/acción social. <p>Para el cálculo del parámetro se elegirá uno de los siguientes métodos, que deberá mantenerse en el tiempo:</p> <ol style="list-style-type: none"> a) Importe de las aportaciones a proyectos sociales realizados o patrocinados por la empresa respecto al valor de la producción en unidades monetarias o toneladas (euros/euros o euros/t) b) Nº de los proyectos sociales finalizados respecto al valor de la producción en unidades monetarias o toneladas (Nº proyectos/euros o Nº proyectos/t). 	<p>1. Objetivo de empresa 2. Dato del año anterior</p>	7
4.27	Comunicación sobre la Responsabilidad Social I	<p>Mecanismos de comunicación con las partes interesadas de la organización o grupo empresarial al que pertenezca, para informar sobre su actuación social, económica y medioambiental.</p> <p>Parámetros (4):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Publicación de memorias o informes de responsabilidad social (n=40) 2. Reuniones con partes interesadas (n=20) 3. Comunicaciones relacionadas con los productos (n=20) 4. Encuestas públicas dirigidas a conocer la opinión de las partes interesadas sobre la actuación de la organización (n=20). 	<p>Objetivo para cada parámetro: Existe el mecanismo de comunicación mencionado Tendencia: Creciente</p>	10 (n= según parámetro)
4.28	Comunicación sobre la Responsabilidad Social II	Dispone de una memoria de comunicación con las partes interesadas.	Dispone de la memoria.	10 (n=100)
4.29	Actividades en comunidad	Realización de las actividades indicadas. Parámetros (9):	Objetivo para cada parámetro:	10 (n=20)

		<ol style="list-style-type: none">1. Fundaciones laborales2. Relaciones con las universidades3. Redacción de memorias de sostenibilidad, incluso a nivel de grupo4. Participación en actividades sectoriales y de promoción5. Participación en comités de normalización6. Acuerdos de colaboración con entidades del tercer sector (ONGs o Fundaciones) para desarrollar proyectos conjuntos7. Requerimientos sociales para la selección de proveedores, favoreciendo la contratación de proveedores locales8. Información sobre la gestión social en la comunicación de la empresa9. Programas de promoción del voluntariado corporativo.	Existe evidencia de la implantación de la actividad	
4.30	Comportamiento con los empleados	<p>Realización de las actividades indicadas.</p> <p>Parámetros (7):</p> <ol style="list-style-type: none">1. Iniciativas que favorecen la conciliación entre vida profesional y personal (flexibilidad de horarios, posibilidad de jornada reducida, teletrabajo, etc.)2. Programas de formación y desarrollo profesional según necesidades y niveles, con presupuesto anual para formación3. Programas de evaluación del desempeño4. Canales de comunicación que fomenten la participación e implicación de los trabajadores5. Programas de Seguridad, Salud y Bienestar Laboral6. Estudios de clima laboral7. Gestión de la diversidad (culturas, religiones, orígenes, sexo y raza, entre otros) en la selección, formación, desarrollo y retribución de la plantilla.	<p>Objetivo para cada parámetro:</p> <p>Existe evidencia de la implantación de la actividad</p>	10 (n=20)

4.31	Reclamaciones de clientes	Nº de reclamaciones de clientes por tonelada de producto final. Se considerarán solo las registradas durante el año y evaluadas como procedentes, relacionadas con la calidad del producto o con aspectos comerciales. Parámetros (2): 1. Reclamaciones de calidad 2. Reclamaciones comerciales.	Objetivo para cada parámetro: Valor nulo o inferior al dato del año anterior Tendencia: Decreciente	10 (n=50)
4.32	Satisfacción del cliente I	Número de reclamaciones de cliente por millón de toneladas vendidas (R). Se considerarán solo las registradas y evaluadas como procedentes y relacionadas con la calidad del producto y no con la calidad del servicio. Ser realizará la evaluación por empresa.	1.- $0 \leq R \leq 30$ 2.- $30 < R \leq 60$ 3.- $R > 60$	16
4.33	Satisfacción del cliente II	Realización de las actividades indicadas. Parámetros (5): 1. Encuestas de satisfacción de clientes 2. Evaluación de la satisfacción del cliente por medios alternativos 3. Sistemas CRM (Customer Relationship Management o Gestión basada en la relación con los clientes) 4. Cursos, formación y orientación de clientes 5. Existencia de servicios de asistencia técnica.	Objetivo para cada parámetro: Existe evidencia de la implantación de la actividad	10 (n=20)
4.34	Satisfacción del cliente III	Realización de las actividades indicadas. Parámetros (2): 1. Existencia de encuestas de satisfacción de clientes 2. Puntuación media de los clientes con un valor mínimo del 70%.	Objetivo para cada parámetro: Existe evidencia de la implantación de la actividad	10 (n=50)
4.35	Satisfacción del cliente y terceros	Protocolo de registro de quejas de terceros o reclamaciones de clientes, en relación con temas de calidad, ambientales o sociales, y de su tratamiento.	Disponer del protocolo	10(n=100)
4.36	Auditorías de protección de datos	Realización de auditorías de protección de datos al menos cada dos años valorando el resultado de la última auditoría.	Según el informe de auditoría: 1.Ninguna desviación	7

			2.Se han implantado en plazo medidas para resolver al menos el 75% de las desviaciones	
4.37	Empleo local I	Empleo asociado a los contratistas de la organización que procedan del entorno local y que trabajen en el interior de las instalaciones (puestos de trabajo equivalentes estimados como la relación entre el total de horas trabajadas y la media anual de horas trabajadas en puesto de trabajo a tiempo completo.)	Superación del dato del año anterior Tendencia: Creciente	10 (n=100)
4.38	Empleo local II	Empleo generado por la organización en el entorno de 50 km alrededor de cada una de sus sedes, en proporción al número total de empleados (EML). En el caso de las empresas constructoras, este indicador se refiere a la sede central donde están ubicados los servicios centrales de la empresa	EML > 75% 75% ≥ EML > 65% 65% ≥ EML > 50% EML ≤ 50%	14
4.39	Compras locales I	Porcentaje de compras locales de bienes y servicios. Parámetros (3): 1. Porcentaje de compras locales de chatarra (acero) 2. Porcentaje de compras locales de palanquilla (acero) 3. Porcentaje de compras locales de otros bienes y servicios (todos los agentes).	Objetivo para cada parámetro: General Superación del dato del año anterior Tendencia: Creciente Pretensado in situ 1.Dato del presupuesto anual 2.Dato del año anterior Tendencia: Creciente	2 17
4.40	Compras locales II	Compra de materias primas para la fabricación de hormigón: Parámetros (2): 1. Áridos: a menos de 30 km de la central 2. Cementos: a una de las dos instalaciones más próximas a la central.	Objetivo para cada parámetro: Existe evidencia del cumplimiento	10 (n=50)

4.41	Compras y empleo local	Porcentaje de suministros locales de las principales materias primas constituyentes (propias o ajena) de clinker y cemento en un radio de 100 km, medidos sobre el porcentaje de compras de la instalación en toneladas (R).	1.- R ≥ 60% 2.- 60% > R ≥ 40% 3.- R < 40%	16
------	------------------------	--	---	----

2. Criterios de valoración de los indicadores

La siguiente tabla define los sistemas de valoración para obtener la puntuación $\lambda_{j,l,b}^a$ o $\lambda_{j,l,v}^a$ (en adelante $\lambda_{j,l}$) de cada indicador en función del sistema indicado para cada caso en la columna 5 “Sistema de valoración” de las tablas del apartado anterior.

Tabla A2.A.2

SISTEMAS DE VALORACIÓN			
Nº sistema	$\lambda_{j,l}$	Nº sistema	$\lambda_{j,l}$
1	+100 Si alcanza objetivo 1 +50 Si no alcanza objetivo 1 pero supera objetivo 2 -50 Si no alcanza objetivo 1 ni objetivo 2	2	+100 Si supera objetivo 0 Si se iguala objetivo -50 Si inferior a objetivo
3	1. +100 2. +75 3. +25 4. + 0	4	+100 si no se supera objetivo 1 +50 si se supera objetivo 1 pero no supera objetivo 2 0 si se supera objetivo 1 y se supera objetivo 2 Cuando objetivo 1 = objetivo 2 se aplicará: +100 si no se supera objetivo 1 +50 si se supera objetivo 1 pero no supera (1,35 . objetivo 1) 0 si supera (1,35 . objetivo 1) Considerando como objetivo 2 el mejor valor de los obtenidos en años anteriores En el caso de producción en regresión (producción presupuestada para el año < producción real del año anterior) podrá aceptarse que objetivo 1 > objetivo 2 y se podrá aplicar la misma tabla de valoración indicada para el caso en el que objetivo 1 = objetivo 2
5	+100 Si supera objetivo +50 Si se iguala objetivo	6	+100 Si alcanza objetivo 1 +50 Si no alcanza objetivo 1 pero

	0 Si inferior a objetivo 0 Si no alcanza objetivo 1 ni inferior objetivo 2		
7	+100 Si alcanza objetivo 1 +50 Si no alcanza objetivo 1 pero superá objetivo 2 0 Si no alcanza objetivo 1 ni superior objetivo 2	8	+100 Si alcanza objetivo 1 +50 Si no alcanza objetivo 1 pero inferior objetivo 2 -50 Si no alcanza objetivo 1 ni inferior objetivo 2
9	+100 Si supera objetivo +50 Si no supera objetivo 0 Otros casos	10 (n)	+n Si alcanza objetivo 0 Otros casos
11	+100 Si alcanza objetivo 1 y supera objetivo 2 +50 Si alcanza objetivo 1 e iguala objetivo 2 0 Si no alcanza objetivo 1 pero iguala objetivo 2 -50 Otros casos	12	+100 Si alcanza objetivo 1 +50 Si no alcanza objetivo 1 pero superá objetivo 2 0 Si no alcanza objetivo 1 pero iguala objetivo 2 -50 Otros casos
13	1. + 100 2. + 75 3. + 25 4. + 0	14	1. + 100 2. + 50 3. + 25 4. + 0
15	Para cada parámetro 1 y 2: 1. +50 2. +25 3. + 0	16	1. + 100 2. + 60 3. + 0
17	+100 si se alcanza objetivo 1 +50 si no alcanza objetivo 1 pero superá objetivo 2 0 si no alcanza objetivo 1 ni superá objetivo 2 Cuando objetivo 1 = objetivo 2 se aplicará: +100 si alcanza objetivo 1 +50 si no alcanza objetivo 1 pero alcanza o superá (0,65. objetivo 1) 0 si no alcanza (0,65 . objetivo 1) Considerando como objetivo 2 el mejor valor de los obtenidos en años anteriores	18	Para cada parámetro 1 y 2: 1. + 50 2. + 0
19	1. +100 2. +75	20	Para cada parámetro: 1. + 34

	3. +50 4. +25		2. + 10 3. + 0
21	1. + 40 2. + 20 3. + 0	22	<p>+100 si alcanza objetivo 1 +50 si no alcanza objetivo 1 pero supera objetivo 2 0 si no alcanza objetivo 1 pero iguala objetivo 2 -50 Otros casos</p> <p>Cuando objetivo 1 = objetivo 2 se aplicará: +100 si alcanza objetivo 1 +50 si no alcanza objetivo 1 pero alcanza o supera (0,65 . objetivo 1) 0 si no alcanza (0,65 . objetivo 1)</p> <p>Considerando como objetivo 2 el mejor valor de los obtenidos en años anteriores</p> <p>En el caso de producción en regresión (producción presupuestada para el año < producción real del año anterior) podrá aceptarse que objetivo 1 < objetivo 2 y se podrá aplicar la misma tabla de valoración indicada para el caso en el que objetivo 1 = objetivo 2</p>

En el caso de que la aplicación de los criterios de valoración anteriores conllevaran valores de $\lambda_{j,l} > 100$, se tomará un valoración máxima de $\lambda_{j,l} = 100$.

NOTA: En el caso de existir varios parámetros, la valoración de cada indicador se obtiene como la suma de la valoración positiva o negativa de cada uno de los parámetros que incluye. La puntuación positiva del indicador queda limitada a un máximo de 100 puntos. La puntuación del indicador queda limitada inferiormente a un mínimo de 0 puntos.

Ejemplo: Indicador con 4 parámetros P1, P2, P3 y P4.

Se indica entre paréntesis la puntuación obtenida en cada parámetro:

Caso 1: P1 (100), P2 (+50), P3 (0), P4 (-50)

Puntuación del indicador (PI) = Σ Puntuación de los 4 parámetros = $100 + 50 + 0 - 50 = 100$

Valor final del indicador PI = 100

Caso 2: P1 (100), P2 (100), P3 (0), P4 (-50)

Puntuación del indicador PI = Σ Puntuación de los 4 parámetros = $100 + 100 + 0 - 50 = 150$

Valor final del indicador PI = 100

Caso 3: P1 (+50), P2 (-50), P3 (0), P4 (-50)

Puntuación del indicador = Σ Puntuación de los 4 parámetros = $50 - 50 + 0 - 50 = -50$

Valor final del indicador PI = 0

3. Selección de indicadores aplicables a cada agente

Tabla A2.A.3.1

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICAS (PROYECTO, $j = 1$)					
Tipo de requisitos	Criterios			Indicadores	
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	Obligatorios	Voluntarios
Prestacionales	1	Calidad	1	1.1	-
Económicos	1	Producción/productividad	0,5	2.2	-
	2	Índices de rentabilidad	0,5	2.3, 2.4	-
	3	Inversiones	-	-	-
Medioambientales	1	Sistemas de Gestión	0,4	3.1	-
	2	Emisiones GEI			-
	3	Materiales	-	-	-
	4	Energía	0,15	3.19	-
	5	Agua	0,15	3.26	-
	6	Biodiversidad	-	-	-
	7	Otras emisiones	-	-	-
	8	Vertidos	-	-	-
	9	Residuos	0,15	3.49	-
	10	Otros aspectos ambientales	0,15	3.68, 3.69	-
Sociales	1	Empleo	0,2	4.1	4.3, 4.6, 4.7, 4.9
	2	Salud y seguridad laboral	0,25	4.11	4.15, 4.17, 4.19
	3	Buen Gobierno, diversidad, igualdad y beneficios sociales	0,2	4.23	4.20, 4.22
	4	Comunidad	0,1	4.29	-
	5	Satisfacción clientes	0,15	4.34	4.31
	6	Compras y empleo local	0,1	4.38	

Tabla A2.A.3.2

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICAS (CEMENTO, $j = 2$)					
Tipo de requisitos	Criterios			Indicadores	
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	Obligatorios	Voluntarios
Prestacionales	1	Calidad	1	1.1	-
Económicos	1	Producción/productividad	1	2.17, 2.18, 2.19	-
	2	Índices de rentabilidad	-	-	-
	3	Inversiones	-	-	-
Medioambientales	1	Sistemas de Gestión	0,15	3.4	-
	2	Emisiones GEI	0,15	3.10	-
	3	Materiales	0,14	3.55	-
	4	Energía	0,14	3.21	-
	5	Agua	-	-	-
	6	Biodiversidad	0,14	3.30	-
	7	Otras emisiones	0,14	3.40	-
	8	Vertidos	-	-	-
	9	Residuos	-	-	-
	10	Otros aspectos ambientales	0,14	3.54	-
Sociales	1	Empleo	0,2	4.5	-
	2	Salud y seguridad laboral	0,3	4.19, 4.11	-
	3	Buen Gobierno, diversidad, igualdad y beneficios sociales	0,2	4.20	-
	4	Comunidad	0,2	4.29, 4.30	-
	5	Satisfacción clientes	0,05	4.33	4.32
	6	Compras y empleo local	0,05	4.41	-

Tabla A2.A.3.3

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICAS (ÁRIDOS, $j = 3$)					
Tipo de requisitos	Criterios			Indicadores	
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	Obligatorios	Voluntarios
Prestacionales	1	Calidad	1	1.1	1.7
Económicos	1	Producción/productividad	0,50	2.2	2.1
	2	Índices de rentabilidad	0,25	-	2.6, 2.7, 2.9
	3	Inversiones	0,25	-	2.11, 2.16
Medioambientales	1	Sistemas de Gestión	0,25	3.3	-
	2	Emisiones GEI	-	-	-
	3	Materiales	0,15	3.13	-
	4	Energía	0,10	-	3.15, 3.20,
	5	Agua	0,10	3.24	3.25
	6	Biodiversidad	0,25	3.30	3.29, 3.54
	7	Otras emisiones	-	-	-
	8	Vertidos	-	-	-
	9	Residuos	0,10	3.48	3.52 3.53
	10	Otros aspectos ambientales	0,05	-	3.56, 3.58
Sociales	1	Empleo	0,17	4.7, 4.9	4.1, 4.3, 4.6
	2	Salud y seguridad laboral	0,17	4.11, 4.13, 4.17	4.15
	3	Buen Gobierno, diversidad, igualdad y beneficios sociales	0,17	4.20	4.22, 4.23
	4	Comunidad	0,16	-	4.24, 4.25, 4.27, 4.29, 4.30
	5	Satisfacción clientes	0,17	4.31	4.33
	6	Compras y empleo local	0,16	4.38	4.39

Tabla A2.A.3.4

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICAS (ADITIVOS, $j = 4$)					
Tipo de requisitos	Criterios			Indicadores	
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	Obligatorios	Voluntarios
Prestacionales	1	Calidad	1	1.1	-
Económicos	1	Producción/productividad	0,33	2.1	-
	2	Índices de rentabilidad	0,34	2.3, 2.4, 2.6	2.7, 2.9
	3	Inversiones	0,33	2.10	2.14, 2.15
Medioambientales	1	Sistemas de Gestión	0,12	3.1	
	2	Emisiones GEI	-	-	-
	3	Materiales	0,11	3.12	-
	4	Energía	0,11	3.23	3.20, 3.22
	5	Aqua	0,11	3.24	3.28
	6	Biodiversidad	0,11	3.29	-
	7	Otras emisiones	0,11	3.41	-
	8	Vertidos	0,11	3.42	-
	9	Residuos	0,11	3.48	3.50
	10	Otros aspectos ambientales	0,11	3.57	3.56, 3.58, 3.62
Sociales	1	Empleo	0,17	4.1, 4.3, 4.6, 4.9	4.7
	2	Salud y seguridad laboral	0,17	4.13, 4.15	4.10, 4.17
	3	Buen Gobierno, diversidad, igualdad y beneficios sociales	0,17	4.20	4.22, 4.23
	4	Comunidad	0,17	4.24	4.26, 4.27, 4.29
	5	Satisfacción clientes	0,16	4.31	4.33, 4.36
	6	Compras y empleo local	0,16	4.37, 4.40	

Tabla A2.A.3.5.

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICAS (ACERO, $j = 5$)					
Tipo de requisitos	Criterios			Indicadores	
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	Obligatorios	Voluntarios
Prestacionales	1	Calidad	1	1.1	-
Económicos	1	Producción/productividad	0,3	2.1	-
	2	Índices de rentabilidad	0,5	2.3, 2.4	2.6, 2.7, 2.9
	3	Inversiones	0,2	2.10	2.14, 2.16
Medioambientales	1	Sistemas de Gestión	0,05	3.2	
	2	Emisiones GEI	0,25	3.7, 3.9	-
	3	Materiales	0,05	3.12	-
	4	Energía	0,15	3.6, 3.16(1), 3.18(2)	3.20, 3.22
	5	Agua	0,15	3.23, 3.24	3.28
	6	Biodiversidad	0,05	3.29	-
	7	Otras emisiones	0,1	3.31(1), 3.32(2), 3.34(2), 3.35(1), 3.36(2), 3.39(2), 3.41	3.33(1), 3.37(1)
	8	Vertidos	0,1	3.43(1), 3.45(2)	3.46(1)
	9	Residuos	0,05	3.48, 3.70	3.50
	10	Otros aspectos ambientales	0,05	3.57, 3.60, 3.63	3.56, 3.58, 3.61, 3.62, 3.65
Sociales	1	Empleo	0,3	4.1, 4.3, 4.9	4.6, 4.7
	2	Salud y seguridad laboral	0,3	4.10, 4.13, 4.15	4.17
	3	Buen Gobierno, diversidad, igualdad y beneficios sociales	0,25	4.20, 4.22, 4.23	-
	4	Comunidad	0,05	4.24, 4.26	4.27, 4.29

	5	Satisfacción clientes	0,05	4.31	4.33, 4.36
	6	Compras y empleo local	0,05	4.37, 4.39	-

- (1) No aplica a los aceros inoxidables.
(2) Solo aplica a los aceros inoxidables.

Tabla A2.A.3.6

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICAS (HORMIGÓN, $j = 6$)					
Tipo de requisitos	Criterios			Indicadores	
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	Obligatorios	Voluntarios
Prestacionales	1	Calidad	1	1.2, 1.3	1.1
Económicos	1	Producción/productividad	0,5	2.20	
	2	Índices de rentabilidad	0,5	2.5	
	3	Inversiones			
Medioambientales	1	Sistemas de Gestión	0,1	3.1	
	2	Emisiones GEI			
	3	Materiales	0,15	3.14	
	4	Energía			
	5	Agua			
	6	Biodiversidad			
	7	Otras emisiones			
	8	Vertidos	0,2	3.47	
	9	Residuos	0,2	3.51	
	10	Otros aspectos ambientales	0,35	3.66, 3.67, 3.71	
Sociales	1	Empleo	0,2	4.3, 4.9	4.7
	2	Salud y seguridad laboral	0,2	4.11, 4.14	
	3	Buen Gobierno, diversidad, igualdad y beneficios sociales	0,15	4.20	
	4	Comunidad	0,15	4.29	4.25
	5	Satisfacción clientes	0,15	4.35	4.36
	6	Compras y empleo local	0,1 5	4.40	

Tabla A2.A.3.7

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICAS (PREFABRICADOS DE HORMIGÓN, $j = 7$)					
Tipo de requisitos	Criterios			Indicadores	
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	Obligatorios	Voluntarios
Prestacionales	1	Calidad	1	1.1	
Económicos	1	Producción/productividad	0,1	2.1	-
	2	Índices de rentabilidad	0,6	2.3, 2.4	
	3	Inversiones	0,3	2.10	2.14
Medioambientales	1	Sistemas de Gestión	0,50	3.1	
	2	Emisiones GEI	-	-	-
	3	Materiales	0,1	3.12	-
	4	Energía	0,05	3.15	3.20
	5	Agua	0,05	3.24	
	6	Biodiversidad	-	-	-
	7	Otras emisiones	0,05	3.41	-
	8	Vertidos	0,06	3.42	-
	9	Residuos	0,12	3.48	3.50
	10	Otros aspectos ambientales	0,07	3.57, 3.66	3.56
Sociales	1	Empleo	0,25	4.1, 4.9	4.7
	2	Salud y seguridad laboral	0,30	4.13	4.10, 4.17
	3	Buen Gobierno, diversidad, igualdad y beneficios sociales	0,15	4.22	4.20
	4	Comunidad	0,05	4.24	-
	5	Satisfacción clientes	0,20	4.31	4.36
	6	Compras y empleo local	0,05	4.38	-

Tabla A2.A.3.8

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICAS (ACERO TRANSFORMADO, j=8)					
Requisitos	Criterios			Indicadores	
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	Obligatorios	Voluntarios
Prestacionales	1	Calidad	1	1.1	-
Económicos	1	Producción/productividad	0,3	2.1	-
	2	Índices de rentabilidad	0,5	2.3, 2.4	2.6, 2.7, 2.9
	3	Inversiones	0,2	2.10	2.14, , 2.16
Medioambientales	1	Sistemas de Gestión	0,1/0,05 (1)	3.1, 3.2(1)	-
	2	Emisiones GEI (1)	0,25 (1)	3.7(1), 3.9(1)	-
	3	Materiales	0,1 /0,05 (1)	3.12	-
	4	Energía	0,3/0,15 (1)	3.15, 3.17 (1)	3.6, 3.20,3.22
	5	Agua	0,1/0,15(1)	3.23, 3.24(1)	3.28
	6	Biodiversidad (1)	0,05 (1)	3.29(1)	-
	7	Otras emisiones	0,1	3.38(1), 3.41	-
	8	Vertidos	0,1	3.42, 3.44(1)	-
	9	Residuos	0,1/0,05 (1)	3.48	3.50
	10	Otros aspectos ambientales	0,1/0,05 (1)	3.57, 3.60(1), 3.63	3.56, 3.58, 3.61(1), 3.62, 3.65
Sociales	1	Empleo	0,3	4.1, 4.3	4.6, 4.7, 4.9
	2	Salud y seguridad laboral	0,3	4.13, 4.15, 4.17	4.10
	3	Buen Gobierno, diversidad, igualdad y beneficios sociales	0,25	4.20	4.22, 4.23
	4	Comunidad	0,05	4.29	4.24, 4.26, 4.27
	5	Satisfacción clientes	0,05	4.31	4.33, 4.36
	6	Compras y empleo local	0,05	4.37, 4.39	-

(1) Solo aplica a armaduras activas.

Tabla A2.A.3.9

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICAS (TALLER ESTRUCTURAS METÁLICAS, j=9)					
Requisitos	Criterios			Indicadores	
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	Obligatorios	Voluntarios
Prestacionales	1	Calidad	1	1.1	-
Económicos	1	Producción/productividad	0,3	2.1	-
	2	Índices de rentabilidad	0,5	2.3, 2.4	2.6, 2.7, 2.9
	3	Inversiones	0,2	2.10	2.14, 2.16
Medioambientales	1	Sistemas de Gestión	0,1	3.1	-
	2	Materiales	0,1	3.12	-
	3	Energía	0,3	3.15	3.6, 3.20, 3.22
	4	Agua	0,1	3.23	3.28
	5	Otras emisiones	0,1	3.41	-
	6	Vertidos	0,1	3.42	-
	7	Residuos	0,1	3.48	3.50
	8	Otros aspectos ambientales	0,1	3.57, 3.63	3.56, 3.58, 3.62, 3.65
Sociales	1	Empleo	0,3	4.1, 4.3	4.6, 4.7, 4.9
	2	Salud y seguridad laboral	0,3	4.13, 4.15, 4.17	4.10
	3	Buen Gobierno, diversidad, igualdad y beneficios sociales	0,25	4.20	4.22, 4.23
	4	Comunidad	0,05	4.24, 4.26, 4.29	4.27
	5	Satisfacción clientes	0,05	4.31, 4.36, 4.33	
	6	Compras y empleo local	0,05	4.37, 4.39	-

Tabla A2.A.3.10

(Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICAS (PRETENSADO, j=10))					
Requisitos	Criterios			Indicadores	
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	Obligatorios	Voluntarios
Prestacionales	1	Calidad	1	1.1, 1.8	1.4
Económicos	1	Producción/productividad	0,3	2.2	-
	2	Índices de rentabilidad	0,5	2.8	-

	3	Inversiones	0,2	2.15	-
Medioambientales	1	Sistemas de Gestión	0,24	3.1	3.65
	2	Emisiones GEI	0,34	3.9	-
	3	Materiales	-	-	-
	4	Energía	0,16	3.15	-
	5	Aqua	0,16	3.23	-
	6	Biodiversidad	-	-	-
	7	Otras emisiones	-	-	-
	8	Vertidos	-	-	-
	9	Residuos	-	-	-
	10	Otros aspectos ambientales	0,10	3.72	3.68
Sociales	1	Empleo	0,35	4.6, 4.7	4.30
	2	Salud y seguridad laboral	0,25	4.13, 4.17	4.18
	3	Buen Gobierno, diversidad, igualdad y beneficios sociales	0,20	4.20	-
	4	Comunidad	0,05	4.22	4.24, 4.29
	5	Satisfacción clientes	0,10	4.31, 4.33	-
	6	Compras y empleo local	0,05	4.39	-

Tabla A2.A.3.11

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICAS (CONSTRUCCION EN OBRA, j=11)					
Requisitos	Criterios			Indicadores	
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	Obligatorios	Voluntarios
Prestacionales	1	Calidad	1	1.1, 1.6	1.5
Económicos	1	Índices de rentabilidad	0,7	2.6	2.7
	2	Inversiones	0,3	2.12, 2.13	
Medioambientales	1	Sistemas de Gestión	0,08	3.5	
	2	Emisiones GEI	0,34	3.8	-
	3	Materiales	-		-
	4	Energía	0,16	3.11	
	5	Aqua	0,16	3.27	
	6	Biodiversidad	-		
	7	Otras emisiones	-		

Sociales	8	Vertidos	-		
	9	Residuos	0,16	3.49	
	10	Otros aspectos ambientales	0,10		3.56, 3.59, 3.64
	1	Empleo	0,35	4.8	4.2, 4.4
	2	Salud y seguridad laboral	0,30	4.12, 4.13	4.16, 4.17
	3	Buen Gobierno, diversidad, igualdad y beneficios sociales	0,25	4.21	4.22
	4	Comunidad	0,10	4.28	4.24, 4.29
	5	Satisfacción clientes	-		
	6	Compras y empleo local	-		

APÉNDICE B. Contribución complementaria a la sostenibilidad

1. Definición de indicadores relacionados con la contribución complementaria de los procesos

NOTA 1: Distintivos de sostenibilidad oficialmente reconocidos

Los distintivos oficialmente reconocidos deben cumplir los requisitos establecidos en el artículo 7 de este Código.

NOTA 2: Declaraciones ambientales de producto

El administrador de programa que emite la declaración ambiental de producto (DAP) deberá hacerlo de acuerdo a los productos de construcción de la tabla A2.2 y contar con unas instrucciones generales públicamente disponibles, conforme a la Norma UNE-EN ISO 14025.

El organismo verificador deberá cumplir las Instrucciones generales del administrador de programa que emite la declaración ambiental de producto.

El organismo verificador deberá estar acreditado conforme a la Norma UNE-EN ISO/IEC 17065 por la Entidad Nacional de Acreditación (ENAC) o por otro organismo nacional de acuerdo al Reglamento (CE) nº 765/2008 del Parlamento Europeo y del Consejo, de 9 de julio de 2008. El alcance de la acreditación debe incluir las Reglas de Categoría de Producto (RCP) que le corresponda, de las indicadas en este anexo.

Las declaraciones ambientales de producto deben elaborarse, verificarse y emitirse conforme a lo establecido en las Normas:

- UNE-EN ISO 14025
- UNE-EN 15804
- En caso de que se haya publicado, la Regla de Categoría de Producto específica elaborada por el Comité Técnico del Producto correspondiente

Tabla A2.B.1

PRODUCTO	REGLA DE CATEGORÍA DE PRODUCTO
Cemento	UNE EN 16908:
Acero no aleado laminado en caliente procedente de horno eléctrico	UNE 36904-1
Hormigón	UNE EN 16757
Prefabricados de hormigón	UNE EN 16757
Acero transformado	UNE 36904-2
Taller de estructuras metálicas	UNE 36904-2
Sistemas de pretensado "in situ"	UNE 36904-2

NOTA: Conforme a lo indicado en el Anexo 1 de este Código, las normas referidas podrán ser sustituidas por otras de las utilizadas en cualquiera de los otros Estados miembros de la Unión Europea, o que sean parte del Acuerdo sobre el Espacio Económico Europeo, y en aquellos Estados que tengan un acuerdo de asociación aduanera con la Unión Europea, siempre que se demuestre que poseen idénticas especificaciones técnicas.

En el caso de declaraciones ambientales de producto medias o sectoriales, solo podrán ser parte de las mismas aquellos productos que hayan sido incluidos en el inventario de datos que soporta el análisis de ciclo de vida de dicha declaración.

La declaración ambiental debe contener, adicionalmente, la siguiente información:

- Referencia explícita a la conformidad con las normas de referencia y las RCP indicadas en este Código Estructural, incluidos los anejos nacionales en el caso de que existan.
- Identificación del administrador de programa y del organismo verificador, incluyendo los datos de contacto del administrador de programa.
- Identificación inequívoca del producto.
- Alcance geográfico de la DAP. En el caso de productos fabricados fuera de España, debe incluirse un escenario de transporte, al menos, a una capital de provincia española.

Tabla A2.B.1.1

3. INDICADORES PRESTACIONALES				
Nº	Indicador	Definición/Parámetros	Objetivos	Sistema de valoración
1.1	DCOR	Distintivo de Calidad Oficialmente Reconocido (DCOR) conforme al artículo 18 de este Código.	Dispone de DCOR	2 (n=100)
1.2	Análisis conceptual	El proyecto dispone de un estudio de concepción estructural, realizado antes del inicio del mismo, al objeto de identificar sus puntos críticos.	Dispone del estudio Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)
1.3	Control de proyecto	El proyecto ha sido objeto de un autocontrol por parte del autor del proyecto, documentado y verificable.	Dispone del autocontrol Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)
1.4	Control de ejecución	El proceso de construcción está sometido a un control de ejecución a nivel intenso, de acuerdo con lo indicado en este Código.	Dispone del control intenso Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)
1.5	Fomento de la industrialización de la armadura I	El proyecto contempla un porcentaje de armaduras con formas normalizadas (ARN), según UNE 36831.	1. ARN > 90% 2. 90% ≥ ARN > 80% 3. 80% ≥ ARN > 75% 4. ARN ≤ 75%	4
1.6	Fomento de la industrialización de la armadura II	Las uniones no resistentes entre armaduras se realizan con soldadura no resistente, en lugar de atado con alambre. Se evalúa por el porcentaje de la armadura suministrada a la obra como ferralla armada (ARS).	1. ARS > 75% 2. 75% ≥ ARS > 50% 3. 50% ≥ ARS > 25% 4. ARS ≤ 25%	4
1.7	Certificado de garantía del control estadístico	Los productos de acero para la fabricación de armaduras pasivas, armaduras activas y estructuras de	Dispone de un certificado en vigor emitido por organismo	2 (n=100)

	para productos de acero	acero que cumplen los siguientes requisitos relativos a su control estadístico: 1. Para barras y rollos de acero para armaduras pasivas debe cumplir: a) control estadístico que garantice, para todas las coladas, con un nivel de confianza del 90%, que al menos una proporción "p" del producto cumple el nominal correspondiente (donde p=0.95 para el R_e y el R_m ; p=0.90 para A_{gt} y A_5) b) control estadístico que garantice que la desviación típica total estimada del límite elástico no supera el 5.5% del valor nominal 2. Para otros productos de acero para estructuras de acero (perfiles, chapas, bobinas y flejes): control estadístico que garantice que la desviación típica total estimada del límite elástico no supera el 10% del valor nominal.	acreditado Máxima valoración si posee DCOR	
1.8	Certificado de garantía del control estadístico para transformados de acero	Los productos de acero transformados para la fabricación de armaduras pasivas, armaduras activas, mallas y armaduras básicas y los productos de acero para estructuras de acero, cumplen los siguientes requisitos relativos a su control estadístico: 1. Para barras y rollos de acero para armaduras pasivas (debe cumplir a) y b): a) control estadístico que garantice, para todas las coladas, con un nivel de confianza del 90%, que al menos una proporción "p" del producto cumple el nominal correspondiente (donde p=0.95 para el R_e y el R_m ; p=0.90 para A_{gt} y A_5) b) control estadístico que garantice que la desviación típica total estimada del límite elástico no supera el 5.5% del valor nominal 2. Para productos de acero transformados para armaduras activas, mallas y armaduras básicas: control estadístico que garantice que la desviación típica total estimada del límite elástico no supera el 10% del valor nominal.	Dispone de un certificado en vigor emitido por organismo acreditado Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)

1.9	Uso de productos con control estadístico	El 100% de los productos de acero utilizados para la fabricación de ferralia armada y estructuras de acero cumplen con el control estadístico establecido en 1.7 y/o 1.8, según corresponda.	Dispone de certificado en vigor emitido por organismo acreditado que verifique el cumplimiento Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)
1.10	Seguro Responsabilidad Civil I	Certificado de vigencia de Póliza de Seguro de Responsabilidad Civil por posibles productos defectuosos fabricados, con una cuantía suficiente que ampare las posibles responsabilidades en que se pudiera incurrir.	Dispone de certificado en vigor, emitido por organismo acreditado Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)
1.11	Seguro Responsabilidad Civil II	Póliza de Seguro de Responsabilidad Civil por posibles productos (cementos) defectuosos fabricados, con una cuantía mínima de 5.000.000€.	Dispone de póliza en vigor Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)
1.12	Seguro de responsabilidad civil para plantas de hormigón	Existencia de un seguro de responsabilidad civil con cláusula específica de unión y mezcla con una cobertura C, expresada en euros, superior a 12 P, siendo P la producción anual expresada en metros cúbicos de hormigón. La cobertura mínima ha de ser de 600.000 euros y si como consecuencia del producto 12P se supera el valor de cobertura de 1.200.000 euros, se permite mantener ese valor como máximo.	Dispone de la cobertura Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)

Tabla A2.B.1.2

4. INDICADORES ECONÓMICOS				
Nº	Indicador	Definición/Parámetros	Objetivos	Sistema de valoración
2.1	Estudio económico de alternativas	El proyecto incluye un estudio económico de la estructura, comparando al menos 3 soluciones viables.	Dispone del estudio económico Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)
2.2	Análisis de costes de ciclo de vida	El proyecto incluye un estudio de análisis de costes durante el ciclo de vida completo.	Dispone del análisis de costes Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)

Tabla A2.B.1.3

5. INDICADORES MEDIOAMBIENTALES				
Nº	Indicador	Definición/Parámetros	Objetivos	Sistema de valoración
3.1	Contenido de chatarra en el acero	<p>El acero incorpora una cierta cantidad de material reciclado (porcentaje en peso de chatarra = CCA): Porcentaje en peso de chatarra respecto al total de aporte férreo en acería (chatarra, arrabio, prerreducidos y ferroaleaciones).</p> <p>Para productos largos fabricados por laminación en caliente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - barras y rollos de acero para armaduras pasivas, - alambrón para su posterior transformación en productos de acero para armaduras pasivas. <p>Para productos estructurales largos fabricados por laminación en caliente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - alambrón para su posterior transformación en productos de acero para armaduras activas. <p>Para productos estructurales planos fabricados por laminación en caliente o en frío (chapas para acero estructural, bobinas y flejes para su posterior transformación).</p> <p>Para todos los productos de acero inoxidable:</p> <ul style="list-style-type: none"> - productos largos fabricados por laminación en caliente (barras y rollos de acero para armaduras pasivas, alambrón para su posterior transformación, perfiles para acero estructural), - productos planos fabricados por laminación en caliente o en frío (chapas para acero estructural, bobinas y flejes para su posterior transformación). 	<p>Dispone del certificado en vigor emitido por organismo acreditado que verifique el cumplimiento especificado para cada producto</p> <p>CCA ≥ 80%</p> <p>1. CCA ≥ 60%</p> <p>2. CCA ≥ 20%</p> <p>CCA ≥ 20%</p> <p>CCA ≥ 60%</p> <p>Máxima valoración si posee DCOR</p>	<p>2 (n=100)</p> <p>1</p> <p>2 (n=100)</p> <p>2 (n=100)</p>
3.2	Declaraciones ambientales de producto	El producto dispone de una declaración ambiental de producto (DAP) elaborada y verificada conforme a la Nota 2 del Apéndice B.	El producto dispone de una DAP	2 (n=100)
3.3	Uso de hormigón fabricado a	El hormigón empleado para la estructura se ha fabricado a partir de áridos que incorporan una cierta cantidad de	Existen evidencias de dicha práctica	2 (n=100)

	partir de materiales reciclados o recuperados	material reciclado o bien recuperado de otros hormigones procedentes de retornos a la central.		
3.4	Uso de hormigón fabricado a partir de materiales reciclados	El hormigón incorpora agua reciclada procedente del lavado de las cubas, de acuerdo con lo indicado en este Código.	Existen evidencias de dicha práctica	2 (n=100)
3.5	Uso de armaduras normalizadas	El proyecto contempla el uso de armaduras normalizadas (mallas electrosoldadas o armaduras básicas electrosoldadas en celosía). Se evalúa en función de la relación entre el peso de armaduras normalizadas dispuestas en el proyecto y la medición de las armaduras correspondientes a elementos planos de la estructura: losas, forjados, etc (MAL).	1. MAL > 50% 2. 50% ≥ MAL > 30% 3. 30% ≥ MAL > 10% 4. MAL ≤ 10%	3
3.6	Control radiológico del acero	El fabricante del acero tiene implantado un Sistema de vigilancia y control de material radioactivo en las materias primas y durante el proceso de producción conforme a la Guía de Seguridad de Control Radiológico de Actividades de Recuperación y Reciclado de Chatarras del Consejo de Seguridad Nuclear, que permite asegurar: 1. Que el producto está por debajo de los límites de exención establecidos en el anexo VII de la Directiva Europea 2013/59 EURATOM del Consejo, de 5/12/2013 2. Que los posibles materiales radioactivos (no exentos) detectados son debidamente gestionados.	Dispone de un certificado en vigor emitido por organismo acreditado Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)
3.7	Análisis de ciclo de vida en el proyecto	El proyecto incorpora un análisis de ciclo de vida (ACV) de la solución estructural adoptada para el proyecto.	Dispone del ACV Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)
3.8	Vida útil de 100 años del Sistema de Pretensado	El Sistema de Pretensado "in situ" incorpora, como propios de dicho Sistema, Elementos (Kits) conforme a una Evaluación Técnica Europea basada en la asunción de una Vida Útil de dicho Sistema de Pretensado de 100 años.	Dispone de la Evaluación Técnica Europea correspondiente Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)

3.9	Uso de coeficientes reducidos para la ponderación de materiales	<p>Porcentaje de proyectos que contemplan el uso de los coeficientes de ponderación reducidos que se admiten en este Código respecto al total de proyectos realizados (% CPR).</p> <p>Se considera que un proyecto ha usado coeficientes de ponderación reducidos cuando en elementos de hormigón se aplica al menos en el 50% del hormigón y 50% de las armaduras pasivas, y en elementos de acero estructural en el 100% del acero.</p>	Valor de CPR (%)	2 (n=% CPR)
3.10	Uso de coeficientes de minoración reducidos en el Sistema de Pretensado	La Instalación del Sistema de Pretensado "in situ" incorpora las condiciones necesarias para introducir la fuerza de pretensado con los coeficientes de minoración reducidos que se admiten en este Código, con objeto de alcanzar la máxima tensión de tesado admisible.	Dispone de Distintivo Oficialmente Reconocido (DCOR)	2 (n=100)
3.11	Reducción de emisiones en la obra I	La obra dispone de sistemas para evitar la emisión de polvo a las zonas colindantes, tales como uso de aspersores, de estabilizantes químicos, pantallas u otros dispositivos de retención de polvos, etc.	Existencia y utilización del sistema Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)
3.12	Reducción de emisiones en la obra II	Existencia de sistemas de limpieza para evitar la suciedad en el pavimento de las vías colindantes.	Existencia y utilización del sistema Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)
3.13	Reutilización de productos de excavación	El constructor reutiliza la máxima cantidad de productos de excavación correspondientes a la estructura, minimizando el volumen de residuos enviados a vertedero	Reutilizar en la propia obra el 100% de los productos de excavación correspondientes a la estructura Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)
3.14	Gestión de residuos en la obra	El constructor hace una reserva de espacio en la obra para depositar y gestionar los residuos de la misma. Dicho espacio, contenedor o zona de acopio, deberá estar señalizado indicándose el tipo de residuo que contendrá.	Existencia de un espacio definido y utilizado durante la obra para gestionar los residuos Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)

3.15	Gestión de residuos de control contaminados con azufre	El autocontrol de resistencia correspondiente a la central evaluada, realizado por la empresa o por terceros, en la instalación de la central o en otra, se hace con probetas no refrentadas con azufre: cilíndricas pulidas o cúbicas.	El 100% de probetas de hormigón sin necesidad de refrentado	2 (n=100)
3.16	Gestión del agua de proceso	El constructor dispone de sistemas para la recogida, almacenamiento y reutilización de agua de proceso. Esta reutilización podrá estar destinada a otras aplicaciones de la obra y no necesariamente para la construcción de la estructura. En su caso, el agua deberá ser conforme con las exigencias técnicas establecidas para su uso como material de construcción.	Existencia y uso continuado de este tipo de sistemas de reutilización del agua de proceso Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)
3.17	Extensión de la vida útil	El proyecto incluye una vida útil nominal superior a los mínimos establecidos en la reglamentación vigente que sea aplicable. Se evalúa a partir del parámetro (VU) definido como la relación entre el incremento de vida útil y el valor mínimo establecido por la reglamentación aplicable según el anexo de cálculo de este Código. No es de aplicación en el caso de estructuras temporales.	1. VU > 30% 2. 30% ≥ VU > 20% 3. 20% ≥ VU > 10% 4. VU ≤ 10% Máxima valoración si posee DCOR	3
3.18	Disminución de residuos en armaduras pasivas	La armadura procede de acero suministrado en rollo. Se determina a partir del porcentaje de armadura que cumple esta condición (ARO).	1. ARO > 95% 2. 95% ≥ ARO > 75% 3. 75% ≥ ARO > 50% 4. ARO ≤ 50%	3
3.19	Distancia instalación/obra	Suma de las distancias parciales entre la instalación productiva de productos básicos, la central de prefabricación, la instalación de productos transformados o taller, y la obra en la que se entregan los productos (km).	1. Dist < 800 2. 800 ≤ Dist < 1.000 3. 1.000 ≤ Dist < 1.500 4. Dist ≥ 1.500	4
3.20	Contenido de chatarra en transformados	Porcentaje de material reciclado (CTT) (chatarra) contenido en los productos transformados. Este porcentaje se calcula como media ponderada a partir de los valores del contenido de chatarra en el acero (CCA) de los productos básicos, que han sido verificados por organismo acreditado según el indicador 3.1.	Dispone de certificado en vigor emitido por organismo acreditado que verifique el cumplimiento 1. CCT ≥ 80% 2. 80% > CCT ≥ 50% 3. 50% > CCT ≥ 20% 4. 20% > CCT	4

Tabla A2.B.1.4

6. INDICADORES SOCIALES				
Nº	Indicador	Definición/Parámetros	Objetivos	Sistema de valoración
4.1	Interés general de la obra	La obra esté declarada como de interés general, por cualquier Administración Pública competente.	Declaración de obra de interés general	2 (n=100)
4.2	Recursos humanos. Formación	Media de los trabajadores, incluidos los subcontratistas, que han recibido formación específica en aspectos técnicos, de calidad, ambientales o de seguridad y salud, ponderada por la proporción de días que trabajan en la obra.	Valor superior al 50% Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)
4.3	Formación del personal en la instalación del Sistema de Pretensado	El personal especializado asignado a la Instalación del Sistema de Pretensado estará en posesión de un documento que reconoce su capacitación profesional, como Operario Especialista, Técnico Especialista o Responsable de los Trabajos, en la Instalación de dicho Sistema de Pretensado.	Dispone de la documentación requerida Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)
4.4	Seguridad y salud	Porcentaje de elementos de seguridad colectiva y equipos de trabajo en altura, certificados, que se utilicen en la obra contemplados en los parámetros siguientes: Parámetros (3): 1. Redes de seguridad conforme a la Norma UNE-EN 1263-1 2. Sistemas periféricos de protección de borde (barandillas), conforme a la Norma UNE-EN 13374 3. Andamios, conforme a la Norma UNE-EN 12810-1.	Objetivo para cada parámetro: Valor del porcentaje (%) N: Número de parámetros del indicador empleados en la obra Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=%/N)
4.5	Información al ciudadano	La obra dispone de un sistema de información (por ejemplo, página web, oficina de atención al público, teléfono de atención, etc.) relativa a las características de la obra, plazos de ejecución, grado de evolución de la obra en el tiempo, implicaciones económicas y sociales, etc.	Existencia y accesibilidad del sistema de información Máxima valoración si posee DCOR	2 (n=100)

2. Criterios de valoración de los indicadores

Para cada uno de los indicadores m , definidos para cada criterio l y agente j , la siguiente tabla define los criterios de valoración para obtener $\lambda_{j,l,m}^c$ en función del sistema indicado para cada caso en la columna 5 “Sistema de valoración” de las tablas del apartado anterior.

Tabla A2.B.2

SISTEMAS DE VALORACIÓN			
Nº sistema	$\lambda_{j,l}$	Nº sistema	$\lambda_{j,l}$
1	+100 Si alcanza objetivo 1 +50 Si no alcanza objetivo 1 pero supera objetivo 2 0 Si no alcanza objetivo 1 ni superior objetivo 2	2 (n)	+n Si alcanza objetivo 0 Otros casos
3	1. + 100 2. + 75 3. + 25 4. + 0	4	1. + 100 2. + 50 3. + 25 4. + 0

En el caso de que la aplicación de los criterios de valoración anteriores conlleven valores de $\lambda_{j,l} > 100$, se tomará un valoración máxima de $\lambda_{j,l} = 100$ (véase Nota del apartado 2 del Apéndice A).

3. Selección de indicadores relativos a la contribución complementaria en función del tipo de criterio

Tabla A2.B.3.1

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICS (PROYECTO, $j = 1$)				
Tipo de requisitos	Criterios			Indicadores
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	
	1	Distintivo de Calidad Oficialmente Reconocido (DCOR)	0,1	1.1
Prestacionales	2	Análisis conceptual	0,3	1.2
	3	Control de proyecto	0,3	1.3
	4	Industrialización armadura	0,3	1.5, 1.6
Económicos	1	Estudio de alternativas	0,5	2.1
	2	Análisis de costes de ciclo de vida	0,5	2.2
Medioambientales	1	Prescripción de materiales procedentes de reciclado	0,15	3.3, 3.4
	2	Optimización de la armadura	0,15	3.5

	3	Análisis de ciclo de vida	0,3	3.7
	4	Minimización de recursos	0,15	3.9
	5	Extensión de la vida útil	0,25	3.17
Sociales	N/A			

Tabla A2.B.3.2

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICS (CEMENTO, $j = 2$)				
Tipo de requisitos	Criterios			Indicadores
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	
Prestacionales	1	Distintivo de Calidad Oficialmente Reconocido (DCOR)	0,8	1.1
	2	Control de producto	0,2	1.11
Económicos	N/A			
Medioambientales	1	Declaración ambiental de producto	1	3.2
Sociales	N/A			

Tabla A2.B.3.3 y 4

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICS (ÁRIDOS, ADITIVOS $j = 3$ y 4)				
Tipo de requisitos	Criterios			Indicadores
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	
Prestacionales	1	Distintivo de Calidad Oficialmente Reconocido (DCOR)	0,2	1.1
	2	Seguro de responsabilidad civil	0,8	1.10
Económicos	N/A			
Medioambientales	1	Declaración ambiental de producto	1,0	3.2
Sociales	N/A			

Tabla A2.B.3.5

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICS (ACERO, j=5)				
Tipo de requisitos	Criterios			Indicadores
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	
Prestacionales	1	Distintivo de Calidad Oficialmente Reconocido (DCOR)	0,7	1.1
	2	Seguro Responsabilidad Civil	0,15	1.10
	3	Control estadístico	0,15	1.7
Económicos	N/A			
Medioambientales	1	Acero procedente reciclado de chatarra	0,45	3.1
	2	Control radiológico	0,45	3.6
	3	Declaración ambiental de producto	0,1	3.2
Sociales	N/A			

Tabla A2.B.3.6

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICS (HORMIGÓN, j=6)				
Tipo de requisitos	Criterios			Indicadores
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	
Prestacionales	1	Distintivo de Calidad Oficialmente Reconocido (DCOR)	0,35	1.1
	2	Seguro Responsabilidad Civil	0,65	1.12
Económicos	N/A			
Medioambientales	1	Declaración ambiental de producto	0,4	3.2
	2	Uso material reciclado	0,3	3.3, 3.4
	3	Residuos contenido azufre	0,3	3.15
Sociales	N/A			

Tabla A2.B.3.7

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICS (PREFABRICADOS DE HORMIGÓN, j = 7)										
Tipo de requisitos	Criterios		A		B		C		D	
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	Indicadores						
Prestacionales	1	(DCOR)	0,6	1.1	0,7	1.1	0,6	1.1	0,7	1.1
	2	Control estadístico	0,15	1.9			0,15	1.9		
	3	Seguro Responsabilidad Civil	0,25	1.10	0,3	1.10	0,25	1.10	0,3	1.10
Económicos	N/A									
	1	DAP	0,4	3.2	0,53	3.2	0,53	3.2	0,57	3.2
Medioambientales	2	Uso de material reciclado	0,2	3.3, 3.4	0,26	3.3, 3.4			0,29	3.3, 3.4
	3	Minimización de recursos	0,05	3.9	0,07	3.9	0,07	3.9	0,07	3.9
	4	Residuos contenido azufre	0,05	3.15	0,07	3.15				
	5	Disminución de residuos	0,05	3.18			0,07	3.18		
	6	Distancia instalación/obra	0,05	3.19	0,07	3.19	0,07	3.19	0,07	3.19
	7	Contenido de chatarra en transformados	0,20	3.20			0,26	3.20		
Sociales	N/A									

En función de los procesos que se incluyan en la fabricación de los productos prefabricados de hormigón, se pueden contemplar cuatro escenarios:

- A. Procesos de prefabricación, fabricación del hormigón y de la ferralla.
- B. Procesos de prefabricación y fabricación del hormigón.
- C. Procesos de prefabricación y fabricación de la ferralla.
- D. Procesos de prefabricación únicamente.

Tabla A2.B.3.8

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICS (ACERO TRANSFORMADO, j=8)				
Tipo de requisitos	Criterios			Indicadores
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	
Prestacionales	1	Distintivo de Calidad Oficialmente Reconocido (DCOR)	0,7	1.1
	2	Seguro Responsabilidad Civil	0,15	1.10
	3	Control estadístico	0,15	1.8 1.9(2)
Económicos	N/A			
Medioambientales	1	Disminución de residuos (1)	0/0,10 ⁽¹⁾	3.18(1)
	2	Distancia instalación/obra	0,45/0,40 ⁽¹⁾	3.19
	3	Contenido de chatarra en transformados	0,45/0,40 ⁽¹⁾	3.20
	4	Declaración ambiental de producto	0,10	3.2
Sociales	N/A			

(1) Solo aplica a armaduras pasivas.

(2) Solo es aplicable a ferralla armada.

Tabla A2.B.3.9

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICS (TALLER DE ESTRUCTURAS METÁLICAS, j=9)				
Tipo de requisitos	Criterios			Indicadores
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	
Prestacionales	1	Distintivo de Calidad Oficialmente Reconocido (DCOR)	0,7	1.1
	2	Seguro Responsabilidad Civil	0,15	1.10
	3	Control estadístico	0,15	1.9
Económicos	N/A			
Medioambientales	1	Distancia instalación/obra	0,45	3.19
	2	Contenido de chatarra	0,45	3.20
	3	Declaración ambiental de producto	0,1	3.2
Sociales	N/A			

Tabla A2.B.3.10

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICS (PRETENSADO, j=10)				
Tipo de requisitos	Criterios			Indicadores
	Nº	Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	
Prestacionales	1	Distintivo de Calidad Oficialmente Reconocido (DCOR)	1	1.1
Económicos	N/A			
Medioambientales	1	Vida útil	0,60	3.8
	2	Minimización de recursos	0,30	3.10
	3	Gestión de residuos en la obra	0,05	3.14
	4	Declaración ambiental de producto	0,05	3.2
Sociales	1	Recursos humanos. Formación	0,05	4.2
	2	Recursos humanos. Formación específica	0,90	4.3
	3	Seguridad y salud	0,05	4.4

Tabla A2.B.3.11

Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$ e indicadores ICS (CONSTRUCCIÓN EN OBRA, j = 11)				
Tipo de requisitos	Nº	Criterios		Indicadores
		Nombre	Factor de ponderación $\gamma_{j,l}$	
Prestacionales	1	Distintivo de Calidad Oficialmente Reconocido (DCOR)	0,2	1.1
	2	Control de ejecución	0,8	1.4
Económicos	N/A			
Medioambientales	1	Reducción de emisiones en la obra	0,30	3.11, 3.12
	2	Reutilización de productos de excavación	0,25	3.13
	3	Gestión de residuos en la obra	0,25	3.14
	4	Gestión del agua de lluvia en la obra	0,20	3.16
Sociales	1	Carácter de obra de interés general	0,17	4.1
	2	Recursos humanos. Formación	0,33	4.2
	3	Seguridad y salud	0,33	4.4
	4	Información al ciudadano	0,17	4.5

ANEJO 3**Lista de comprobación para el control de proyecto****Contenidos del anejo****1 MEMORIA Y ANEJO DE CÁLCULO.**

- 1.1 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LA ESTRUCTURA.
- 1.2 ACCIONES.
 - 1.2.1 *Identificación y congruencia.*
 - 1.2.2 *Acciones durante el proceso constructivo.*
- 1.3 PROPUESTA ESTRUCTURAL.
- 1.4 MODELOS ESTRUCTURALES.
- 1.5 CÁLCULO DE ESFUERZOS.
 - 1.5.1 *Combinaciones de acciones.*
 - 1.5.2 *Coefficientes de ponderación.*
 - 1.5.3 *Programas o métodos de cálculo empleados.*
 - 1.5.4 *Entrada de datos en los programas de cálculo de esfuerzos.*
 - 1.5.5 *Salidas de resultados de los programas de cálculo.*
 - 1.5.6 *Consideración del proceso constructivo.*
- 1.6 COMPROBACIÓN DE ESTADOS LÍMITE.
 - 1.6.1 *Congruencia entre resultados del cálculo y esfuerzos de comprobación.*
 - 1.6.2 *Características de los materiales y coeficientes de minoración.*
 - 1.6.3 *Dimensionamiento y comprobación.*
 - 1.6.4 *Durabilidad.*
 - 1.6.5 *Resistencia al fuego.*
 - 1.6.6 *Resistencia al sismo.*
 - 1.6.7 *Resistencia a fatiga.*
 - 1.6.8 *Dimensionamiento de aparatos de apoyo y juntas.*
 - 1.6.9 *Congruencia del dimensionamiento con los modelos.*
 - 1.6.10 *Incidencia en el proceso constructivo.*
 - 1.6.11 *Caso de elementos singulares.*
 - 1.6.12 *Congruencia con el informe geotécnico.*
- 1.7 COMPROBACIONES ADICIONALES.

2 PLANOS.

- 2.1 CONGRUENCIA CON LA MEMORIA Y EL ANEJO DE CÁLCULO.
- 2.2 CONGRUENCIA CON OTROS PLANOS DE DEFINICIÓN DE LA OBRA.
- 2.3 DOCUMENTACIÓN GRÁFICA.

3 PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARTICULARES.

- 3.1 CONGRUENCIA CON LA MEMORIA, ANEJOS Y PLANOS.
- 3.2 TOLERANCIAS.
- 3.3 CONGRUENCIA CON EL PRESUPUESTO.

4 PRESUPUESTO.

El control de calidad del proyecto de la estructura se realizará a partir de los documentos del mismo y conforme al alcance del encargo realizado por la propiedad. Para cada documento, la lista de comprobaciones será la siguiente, de forma orientativa.

1. Memoria y Anejo de cálculo

1.1 Definición geométrica de la estructura

1.2 Acciones

1.2.1 Identificación y congruencia

- a) Tipos de acciones:
 - a.1) directas e indirectas;
 - a.2) fijas y variables; y
 - a.3) permanentes, variables y accidentales.
- b) Son acordes con:
 - b.1) la reglamentación de acciones correspondiente al tipo de estructura en cuestión;
 - b.2) el informe geotécnico; y
 - b.3) documentos específicos sobre acciones a considerar, aceptados por la propiedad.

1.2.2 Acciones durante el proceso constructivo

Se comprobará si se han evaluado las acciones durante el proceso constructivo, analizando:

- a) su incidencia en el cálculo de esfuerzos; y
- b) su influencia en el dimensionamiento.

1.3 Propuesta estructural

Se comprobará si el esquema estructural adoptado garantiza:

- a) la estabilidad del conjunto de la estructura;
- b) la estabilidad de cada una de sus partes;
- c) la estabilidad en las fases del proceso constructivo;
- d) la repercusión en la respuesta estructural y la estabilidad de los elementos no estructurales en los casos en que sea necesario (por ejemplo, obras de edificación sometidas a acciones sísmicas); y
- e) una correcta concepción de los detalles en el caso de estructuras sometidas a fatiga.

1.4 Modelos estructurales

Se comprobará si:

- a) son correctos y congruentes con los criterios de dimensionamiento en lo que respecta a la estructura terminada;
- b) son correctos y congruentes con el dimensionamiento en lo que respecta a las fases del proceso constructivo;

- c) las constantes estáticas de las secciones transversales son correctas y representan con fidelidad la realidad; y
- d) el sistema de vinculaciones y apoyos modelizado representa la realidad.

1.5 Cálculo de esfuerzos

1.5.1 Combinaciones de acciones

Se comprobará si:

- a) las combinaciones de acciones consideradas son las relevantes; y
- b) las combinaciones de acciones no consideradas no son relevantes.

1.5.2 Coeficientes de ponderación

Se comprobará si:

- a) los coeficientes parciales de seguridad de acciones se ajustan a los establecidos por la reglamentación específica vigente;
- b) los coeficientes de combinación se ajustan a los establecidos por la reglamentación específica vigente; y
- c) se cumplen las condiciones para la disminución, en su caso, de los coeficientes parciales de los materiales.

1.5.3 Programas o métodos de cálculo empleados

Se comprobará si los programas o métodos de cálculo empleados:

- a) están correctamente especificados de acuerdo con lo establecido por este Código; y
- b) están sancionados como aceptables.

1.5.4 Entrada de datos en los programas de cálculo de esfuerzos

Se comprobará si es acorde con:

- a) la propuesta estructural adoptada;
- b) el modelo adoptado;
- c) la geometría de la estructura; y
- d) las hipótesis de combinación de acciones relevantes.

1.5.5 Salidas de resultados de los programas de cálculo

Se comprobará si los resultados son congruentes con los modelos empleados y las acciones adoptadas, habiéndose realizado una evaluación por vía independiente de los esfuerzos sobre una muestra significativa de elementos elegida de acuerdo con criterios de importancia estructural y representatividad. De acuerdo con el nivel de control y del elemento analizado (acorde con las tablas 55.1 y 96.1 de este Código), se dejará constancia de los siguientes aspectos:

- a) muestra seleccionada;
- b) criterios de selección;
- c) procesos de comprobación;
- d) hipótesis adoptadas; y
- e) resultados obtenidos.

1.5.6 Consideración del proceso constructivo

Se comprobará si el proyecto define un proceso constructivo viable, si se han evaluado los esfuerzos en la estructura durante el mismo, y si se establecen los criterios o exigencias que deban cumplir los elementos auxiliares necesarios para la ejecución de manera que el proceso constructivo definido sea factible.

De forma general, en particular en el caso de estructuras ejecutadas con cimbras (cuajadas, porticadas, cimbras autolanzables, etc...) y especialmente en el caso de estructuras de edificación con procesos de ejecución con varias plantas cimbradas de forma simultánea, se dejará constancia, acorde con el nivel de control y el elemento analizado (según las tablas 55.1 y 96.1 de este Código), de si:

- a) se valoran los esquemas resistentes y las cargas transmitidas a la estructura durante el cimbrado o el proceso constructivo;
- b) son correctas las evaluaciones de esquemas resistentes y cargas transmitidas;
- c) tiene influencia la rigidez de la cimbra o medio auxiliar en la obtención de esfuerzos en la estructura definitiva durante el proceso constructivo;
- d) son correctas las conclusiones;
- e) hace falta realizar estudios complementarios, en función de determinados condicionantes impuestos por el proceso constructivo.

1.6 Comprobación de Estados Límite

1.6.1 Congruencia entre resultados del cálculo y esfuerzos de comprobación

Se comprobará la idoneidad de los esfuerzos adoptados en las comprobaciones de Estados Límite. Para ello, de acuerdo con el nivel de control (tablas 55.1 y 96.1 de este Código), se tomará la muestra correspondiente a los elementos estructurales incluidos en dichas tablas.

1.6.2 Características de los materiales y coeficientes de minoración

Se comprobará si están correctamente especificadas las características de los materiales y sus coeficientes parciales de seguridad para:

- a) hormigón;
- b) acero pasivo y activo;
- c) acero estructural; y
- d) elementos de unión y conexión.

1.6.3 Dimensionamiento y comprobación

Se examinará si el dimensionamiento de secciones y elementos, así como su comprobación frente a los estados límite últimos y de servicio, respeta las imposiciones de este Código. De acuerdo con el nivel de control (tablas 55.1 y 96.1 de este Código), se tomará como mínimo la muestra correspondiente a los elementos estructurales incluidos en dichas tablas.

1.6.4 Durabilidad

Se comprobará si se ha adoptado una estrategia específica para la consecución de unas condiciones adecuadas de durabilidad, en particular si se cumplen las especificaciones relacionadas con la durabilidad en lo referente a:

- a) identificación del tipo de ambiente;
- b) especificaciones para el hormigón (dosificación, tipo de cemento, recubrimientos nominales,...);

- c) especificaciones para eventuales sistemas de protección anticorrosiva de armaduras activas o pasivas;
- d) especificaciones para los sistemas de protección anticorrosiva de elementos de acero estructural y de sus uniones, definiendo la clase de exposición y el grado de durabilidad requerido, acorde con el artículo 86 de este Código;
- e) formas, detalles constructivos, medidas especiales de protección y condiciones para facilitar el mantenimiento y la inspección. En particular, en secciones en cajón, se verificará si se ha previsto un sistema para el acceso a su interior; y
- f) sustitución de aparatos de apoyo. Se verificará que se ha previsto en proyecto una eventual sustitución de aparatos de apoyo, se definen las reacciones para la sustitución, se han definido los posibles refuerzos para permitirla, y se define el proceso para poder realizarla.

1.6.5 Resistencia al fuego

Se comprobará con carácter general que en el proyecto se detalla, para cada elemento estructural, la correspondiente exigencia reglamentaria de resistencia frente al fuego y la justificación de su cumplimiento, y en particular si se cumplen las especificaciones relacionadas en cuanto a:

- a) tiempos de resistencia a fuego;
- b) recubrimientos mecánicos, espesores, revestimientos;
- c) tipología, dimensionamiento y justificación de las protecciones necesarias. Compatibilidad de estas con los sistemas de protección para la durabilidad;
- d) estudios complementarios necesarios.

1.6.6 Resistencia al sismo

Se comprobará si se cumplen las especificaciones relacionadas con el comportamiento sísmico en cuanto a:

- a) idoneidad del planteamiento estructural;
- b) zona sísmica;
- c) clase de construcción;
- d) ductilidad;
- e) atados;
- f) existencia de detalles constructivos suficientes y adecuados;
- g) consideración del efecto del sismo en la respuesta de los elementos no estructurales y de su estabilidad; y
- h) otros aspectos.

1.6.7 Resistencia a fatiga

En el caso de estructuras sometidas a fatiga se verificará que el proyecto incluye la verificación explícita de este Estado Límite, y en particular se verificará que:

- a) las acciones de fatiga consideradas son correctas;
- b) los coeficientes parciales considerados son adecuados;
- c) se verifica el cumplimiento del Estado Límite; y
- d) en estructuras de acero estructural, los detalles definidos y su categoría frente a fatiga, son acordes con las verificaciones realizadas.

1.6.8 Dimensionamiento de aparatos de apoyo y juntas

Se verificará que el proyecto define los movimientos y reacciones para el dimensionamiento de aparatos de apoyo y juntas, y en el caso que la rigidez de los apoyos tenga influencia en el cálculo, que el dimensionamiento realizado y las hipótesis adoptadas en el cálculo global sean adecuadas.

1.6.9 Congruencia del dimensionamiento con los modelos

Se comprobará si los resultados del dimensionamiento son congruentes con los modelos empleados, realizando una evaluación por vía independiente del dimensionamiento, mediante comprobaciones de seguridad, de deformabilidad y de otros estados límite relevantes, en una muestra significativa de elementos elegida de acuerdo con criterios de importancia estructural y representatividad. De acuerdo con el nivel de control (tablas 55.1 y 96.1 de este Código), se tomará la muestra correspondiente, identificando:

- a) muestra seleccionada;
- b) criterios de selección;
- c) procesos de comprobación;
- d) hipótesis adoptadas; y
- e) resultados obtenidos.

1.6.10 Incidencia en el proceso constructivo

Se comprobará si se han evaluado los efectos que en el dimensionamiento tiene el proceso constructivo acorde con lo descrito en el apartado 1.5.6 de este anexo.

1.6.11 Caso de elementos singulares

Si existen elementos singulares, tales como apoyos especiales, ménsulas cortas o vigas pared, comprobación por muestreo para evaluar si su dimensionamiento es correcto. De acuerdo con el nivel de control (tablas 55.1 y 96.1 de este Código), se tomará la muestra correspondiente, haciendo constar:

- a) muestra seleccionada;
- b) criterios de selección;
- c) procesos de comprobación y justificación de su validez, en particular si se emplea el método de bielas y tirantes;
- d) hipótesis adoptadas; y
- e) resultados obtenidos.

1.6.12 Congruencia con el informe geotécnico

Se comprobará si en el dimensionamiento de los elementos de cimentación se han respetado las conclusiones del informe geotécnico en lo relativo a:

- a) tipología de la cimentación y de los elementos de contención, así como las recomendaciones geotécnicas para el proyecto de la cimentación;
- b) las características de agresividad del terreno y del agua, y su influencia en las calidades del hormigón y acero estructural en su caso;
- c) recubrimientos, sobreespesores;
- d) las propiedades resistentes, deformacionales y de estabilidad del terreno;
- e) parámetros geotécnicos del terreno necesarios para el cálculo de las cimentaciones; y
- f) criterios para el control de asientos de elementos aislados y de asientos diferenciales.

1.7 Comprobaciones adicionales

Además de las comprobaciones expuestas en los apartados anteriores podrán comprobarse, de conformidad con el contenido del presente Código, los siguientes aspectos:

- a) el contenido de la documentación justificativa del cumplimiento de las exigencias relativas a la gestión medioambiental de la ejecución, si el proyecto indicara su necesidad por expreso deseo de la propiedad.
- b) El contenido del proyecto en relación con la estrategia para la contribución de la estructura a la sostenibilidad, de conformidad con el artículo 6 del presente Código.
- c) La existencia del anejo de la Memoria correspondiente al plan y programa de control de la estructura, y la conformidad de su contenido en relación con lo indicado en el Artículo 19 del presente Código.
- d) La consideración en el proyecto de un plan de inspección y mantenimiento, y su conformidad en relación al contenido del artículo 23 del presente Código.
- e) El contenido del proyecto en cuanto a la justificación del cumplimiento de requisitos adicionales a los considerados en el presente Código, por expreso deseo de la propiedad, en su caso.

Se deberá comprobar, además, que el proyecto cumple el resto de legislación vigente en otros ámbitos (como por ejemplo, seguridad y salud, medioambiente, etc.).

2. Planos

2.1 Congruencia con la memoria y el anejo de cálculo

Se comprobará si se han respetado los resultados del cálculo de esfuerzos y del dimensionamiento, mediante la comprobación de una muestra significativa de elementos elegida de acuerdo con criterios de importancia estructural y representatividad. De acuerdo con el nivel de control (tablas 55.1 y 96.1 de este Código), se tomará la muestra correspondiente, haciendo constar:

- a) muestra seleccionada;
- b) criterios de selección;
- c) procesos de comprobación;
- d) hipótesis adoptadas; y
- e) resultados obtenidos.

2.2 Congruencia con otros planos de definición de la obra

Se comprobará si las cotas de replanteo, las escuadrías y dimensiones de los diferentes elementos estructurales, los huecos que afecten a los elementos en su comportamiento estructural y otros condicionantes que puedan afectar a la estructura definidos en los planos no estructurales, han sido tomados en consideración en los planos estructurales y para definir el modelo estructural.

De acuerdo con el nivel de control (tablas 55.1 y 96.1 de este Código), se tomará la muestra correspondiente haciendo constar:

- a) muestra seleccionada;
- b) criterios de selección;
- c) procesos de comprobación;
- d) hipótesis adoptadas; y
- e) resultados obtenidos.

2.3 Documentación gráfica

De acuerdo con el nivel de control (tablas 55.1 y 96.1 de este Código), se tomará la muestra correspondiente a todos los elementos estructurales incluidos en el proyecto, sobre los que se hará constar:

- a) muestra seleccionada;
- b) criterios de selección;
- c) procesos de comprobación;
- d) hipótesis adoptadas; y
- e) resultados obtenidos.

Se comprobará por muestreo, de acuerdo con el nivel de control (tablas 55.1 y 96.1 de este Código):

- a) si se incluye un cuadro de materiales en el que se defina de forma completa todas las características de los mismos, junto con los coeficientes parciales de seguridad de acciones y resistencias adoptados, y sus niveles de control asociados;
- b) si se definen los recubrimientos de acuerdo con las condiciones de exposición ambiental y la resistencia al fuego;
- c) si las cotas de replanteo y las escuadrías y dimensiones de los diferentes elementos estructurales son acordes con las previsiones del modelo estructural adoptado;
- d) si están previstos los huecos para el mantenimiento o de paso de las instalaciones, y si ellos son acordes con las hipótesis adoptadas para el cálculo de esfuerzos y el dimensionamiento;
- e) si se definen las disposiciones de la armaduras en la sección transversal de las piezas y los esquemas de armado que permitan la posterior realización detallada de los despiece para la elaboración de la ferralla y facilitar la colocación de las armaduras en las piezas haciéndolo viable;
- f) si están definidos los solapos y anclajes de armaduras, y sus radios de doblado, o si existen criterios claros para su definición;
- g) si se definen los criterios para el tesado de tendones de pretensado: fuerzas de tesado, alargamientos de tesado previstos, escalones de tesado, anclajes activos y pasivos, etc.;
- h) si están definidas las transiciones de armaduras en los nudos y evaluada su viabilidad constructiva;
- i) si están definidos completamente todos los elementos y detalles de la estructura metálica, que permitan al taller metálico el desarrollo de los planos de taller, los planos de montaje y las hojas de despiece. Se deberá verificar que los planos definen, al menos:
 - los espesores y dimensiones de todas las chapas;
 - las ubicaciones de las soldaduras de emplame de chapas;
 - los detalles de soldaduras, transiciones de espesores y dimensiones, y el acceso para su soldeo, así como los requisitos de fatiga mínimos a exigir a la hora de su ejecución y control:
 - en soldaduras a tope, se debe verificar si las soldaduras se ejecutan desde dos lados, si se ejecuta desde un lado con saneo de la raíz, o si se emplea chapa de respaldo,
 - en soldaduras a penetración parcial, se debe verificar que se defina el porcentaje de penetración parcial,
 - en soldaduras en ángulo, se debe comprobar que se define el espesor de la garganta;

- los elementos de unión y conexión;
 - contraflechas;
 - especificaciones para los sistemas de protección anticorrosiva de elementos de acero estructural y de sus uniones, definiendo la clase de exposición y el grado de durabilidad requerido, acorde con el Artículo 86 de este Código;
- j) si están definidos los detalles de apoyo de las piezas prefabricadas o compuestas en función de las coacciones supuestas en el modelo estructural y de sus condiciones exigibles de estabilidad;
- k) si están definidos las condiciones de tipo geométrico y otros detalles que deben cumplir los contornos de las piezas de carácter aligerante, en función de su influencia en la definición de la sección resistente de las piezas compuestas;
- l) si todos los elementos estructurales están definidos, no existiendo lagunas en la definición de los mismos o carencias de información sobre elementos, en particular sobre los detalles constructivos (nudos, transiciones, huecos, quiebros, apoyos, enlaces, fijaciones...);
- m) si se describen los parámetros y exigencias geotécnicas utilizadas para el proyecto;
- n) si se definen los apoyos y juntas, así como si se incluyen los criterios para la realización de una eventual sustitución de aparatos de apoyo;
- o) si se define un proceso constructivo viable, acorde con el proyecto; y
- p) si se establecen los criterios o exigencias que deban cumplir los elementos auxiliares necesarios para la ejecución de la estructura, y si se definen las posibles afecciones que los medios auxiliares puedan tener en la estructura definitiva.

3. Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares

En general, el objeto del control de calidad del Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares del Proyecto es el de asegurar que los materiales, equipos, procedimientos de fabricación, puesta en obra, ensayos, tratamientos, condiciones de suministro, recepción, conservación, almacenamiento y manipulación de productos, criterios de aceptación y rechazo, las acciones a adoptar en caso de no conformidades, etc. son acordes a los condicionantes de la obra.

Se deberá verificar que este documento se haya particularizado para la obra en cuestión, que refiera a las normas de control y de criterios de aceptación actualizadas, y que incluya un plan de control específico para la obra.

En su caso, la comprobación se podrá realizar, por muestreo, de acuerdo con el siguiente procedimiento, a título orientativo.

3.1 Congruencia con la memoria, anejos y planos

Se comprobará:

- a) si se han respetado las especificaciones de los materiales y de la ejecución, y sus niveles de control de recepción asociados que figuran en la memoria, el anexo de cálculo y planos;
- b) si se han especificado aspectos tales como las condiciones de los rellenos en trasdos de muros que condicionan los empujes de tierras, respetando las hipótesis establecidas en la memoria y el anexo de cálculo; y

- c) si se han especificado los aspectos esenciales del proceso constructivo, que condicionan los modelos estructurales y las acciones adoptadas en el cálculo de esfuerzos y en las comprobaciones de los estados límite últimos y de servicio.

3.2 Tolerancias

Se comprobará si se han especificado las tolerancias dimensionales o se hace referencia expresa para adoptar las que figuran en este Código.

3.3 Congruencia con el Presupuesto

Se comprobará que se han definido las formas o criterios de medición y abono para las distintas unidades de obra asociadas a la estructura, y que son coherentes con la descripción de las partidas del presupuesto.

4. Presupuesto

En general, el control del contenido de este documento del proyecto tiene por objeto establecer las posibles omisiones y contradicciones en las unidades de obra definidas en las mediciones y presupuesto con respecto a la memoria, los planos del proyecto y el pliego de prescripciones técnicas particulares, así como verificar la correcta medición de las distintas partidas. Asimismo podrá analizarse, en función del alcance del encargo, aspectos relativos a la configuración de los precios.

Las comprobaciones anteriores se realizarán, en general, sobre un muestreo estadísticamente representativo de las diferentes partidas o con el alcance solicitado por la propiedad.

A título orientativo, se podrá comprobar:

- a) que las definiciones de las partidas correspondientes a las unidades de obra de cimentación y estructura son suficientes, completas, correctas y congruentes con el resto de los documentos del proyecto;
- b) que las mediciones de las distintas partidas se corresponden con las que se deducen a partir de la definición técnica de la estructura. Para ello podrá realizarse una verificación independiente por muestreo;
- c) que el proyecto contiene los correspondientes cuadros de precios y su justificación, y que la descomposición de los precios es razonable y congruente con la descomposición de las partidas. En su caso, verificación por muestreo de la adecuación de los precios del presupuesto a bases de referencia.

ANEJO 4

Documentación de suministro y control de los productos recibidos directamente en obra

Contenidos del anexo

1 DOCUMENTACIÓN PREVIA AL SUMINISTRO.

1.1 DOCUMENTACIÓN GENERAL.

- 1.1.1 *Cementos.*
- 1.1.2 *Agua.*
- 1.1.3 *Áridos.*
- 1.1.4 *Aditivos.*
- 1.1.5 *Adiciones.*
- 1.1.6 *Hormigón.*
- 1.1.7 *Acero para armaduras pasivas.*
- 1.1.8 *Acero para armaduras activas.*
- 1.1.9 *Armaduras pasivas.*
- 1.1.10 *Elementos y sistemas de aplicación de pretensado.*
- 1.1.11 *Elementos prefabricados.*
- 1.1.12 *Productos de acero para estructuras de acero.*

1.2 DOCUMENTACIÓN DEL DISTINTIVO DE CALIDAD OFICIALMENTE RECONOCIDO.

2 DOCUMENTACIÓN DURANTE EL SUMINISTRO.

2.1 CEMENTOS.

2.2 ÁRIDOS.

2.3 ADITIVOS.

2.4 ADICIONES.

2.5 HORMIGÓN.

2.6 ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS.

2.7 ACERO PARA ARMADURAS ACTIVAS.

2.8 ARMADURAS PASIVAS.

2.9 ELEMENTOS Y SISTEMAS DE APLICACIÓN DE PRETENSADO.

2.10 ELEMENTOS PREFABRICADOS.

2.11 PRODUCTOS DE ACERO PARA ESTRUCTURAS DE ACERO.

3 DOCUMENTACIÓN TRAS EL SUMINISTRO. CERTIFICADO FINAL DEL SUMINISTRO.

4 ACTA DE TOMA DE MUESTRAS.

1 Documentación previa al suministro

El suministrador deberá entregar la documentación relevante contemplada en los Capítulos 13 y 23 del Código Estructural y que se detalla a continuación.

1.1 Documentación general

1.1.1 Cementos

La documentación a aportar será la relativa al marcado CE (declaración de prestaciones y marcado CE) o el certificado de conformidad con los requisitos reglamentarios.

1.1.2 Agua

En el caso de aguas sin antecedentes en su utilización o procedentes del lavado de las cubas en las centrales de hormigonado, el suministrador del hormigón o productos prefabricados, aportará la siguiente documentación:

- Declaración firmada por persona física con poder de representación suficiente en la que se garantice el cumplimiento de todas las especificaciones referidas en el Artículo 29 de este Código, en la que constará la identificación del laboratorio que ha efectuado los ensayos que justifican el cumplimiento de las especificaciones y la fecha de emisión del informe o acta de ensayo.
- Informe o acta de ensayo, con una antigüedad inferior a 6 meses, emitido por un laboratorio que incluya los resultados de todas las características referidas en el Artículo 29 de este Código.
- Declaración del laboratorio de cumplir los requisitos contemplados en el apartado 17.2.2.1 de este Código.

1.1.3 Áridos

Se entregará, en su caso, la declaración de prestaciones y el marcado CE.

En el caso de que los áridos estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, se entregará la documentación a que hace referencia el apartado 1.2 de este anexo.

En el caso de áridos de autoconsumo, se entregará la siguiente documentación:

- Declaración firmada por persona física con poder de representación suficiente en la que se garantice el cumplimiento de todas las especificaciones referidas en el Artículo 30 de este Código, en la que constará la identificación del laboratorio que ha efectuado los ensayos que justifican el cumplimiento de las especificaciones, las fechas de emisión de los informes o actas de ensayo y garantía de que el tratamiento estadístico es equivalente al exigido en el Marcado CE.
- Informes o actas de ensayo, emitidos por un laboratorio que incluya los resultados de todas las características referidas en el Artículo 30 de este Código.
- Declaración del laboratorio de cumplir los requisitos contemplados en el apartado 17.2.2.1 de este Código.

1.1.4 Aditivos

Se entregará en su caso, la declaración de prestaciones y el marcado CE.

Para los aditivos que no dispongan de marcado CE, el suministrador aportará la siguiente documentación:

- Declaración firmada por persona física con poder de representación suficiente en la que se garantice el cumplimiento de todas las especificaciones referidas en el Artículo 31 de este Código, en la que constará la identificación del laboratorio que ha efectuado los ensayos que justifican el cumplimiento de las especificaciones, las fechas de emisión de los informes o actas de ensayo, y garantía de que el tratamiento estadístico es equivalente al exigido en el Mercado CE.
- Informe o acta de ensayo, con una antigüedad inferior a 6 meses, emitido por un laboratorio que incluya los resultados de todas las características referidas en el Artículo 31 de este Código.
- Declaración del laboratorio de cumplir los requisitos contemplados en el apartado 17.2.2.1 de este Código.

1.1.5 Adiciones

Se entregará en su caso, la declaración de prestaciones y el marcado CE.

1.1.6 Hormigón

En el caso de que el hormigón disponga de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, será suficiente con la presentación de la documentación establecida en el apartado 1.2, de este anexo.

Si el hormigón no dispone un distintivo oficialmente reconocido el suministrador del hormigón aportará la siguiente documentación:

- Declaración responsable, cuyo modelo se incluye en este apartado.
- En su caso, informe o acta de ensayo, emitido por un laboratorio que incluya los resultados de los ensayos a los que se hacen referencia en la declaración.
- Declaración del laboratorio de cumplir los requisitos contemplados en el apartado 17.2.2.1 de este Código, en el caso de que se adjunten informes o actas de ensayos.

DECLARACION RESPONSABLE DEL FABRICANTE DE HORMIGÓN PREVIA AL SUMINISTRO A UNA OBRA

Datos de la persona declarante:

Nombre.....ApellidosNIF/CIF/NIE.....,

Hace esta declaración responsable en calidad de

Datos del fabricante de hormigón:

Central :

Ubicación:

Municipio: Código Postal:

Tipo de Vía: Nombre de la vía: Número:

Polígono: Km: Isla: Sector: Parcela:

Declaro :

1. Que como fabricante suministraré a la obra
situada en
los hormigones tipificados siguientes: T-R/C/TM/A.....
2. Que dispongo de las instalaciones conforme a las especificaciones indicadas en el Código Estructural y conforme a la reglamentación industrial vigente, relativa al control de producción de

hormigones fabricados en central, pudiendo exhibir, si es preciso, la documentación exigible que en ésta última se pueda contemplar.

3. Que los materiales que utilizaré serán conformes a las especificaciones indicadas en el Código Estructural y que está a disposición de la dirección facultativa, si se solicita, la documentación de identificación de los materiales componentes (procedencia, suministrador, certificaciones, etc).
4. Que la dosificación nominal del hormigón que suministraré cumplirá lo siguiente:

– Contenido mínimo de cemento (Kg/m ³):	+ valor de la tolerancia
– Relación máxima agua/cemento:	- valor de la tolerancia
– Contenido de adiciones, en su caso (Kg/m ³):	
– Cantidad de aditivo (% respecto de peso del cemento):	
5. Que en todos los casos se cumplen las dosificaciones de la tabla 43.2.1.
6. Que el hormigón que suministraré cumplirá con las condiciones técnicas establecidas en el Código estructural vigente, y en el contrato o pedido de suministro.
7. Que dispongo de un sistema de aseguramiento de la calidad documentado.
8. Que cada suministro irá acompañado del correspondiente albarán u hoja de suministro, conforme a las condiciones técnicas establecidas en el Código estructural, en el proyecto de ejecución y en el pedido.
9. Que para los hormigones de ambientes XA, XS, XD, XF y XM; se ha comprobado la impermeabilidad al agua del hormigón, conforme a lo indicado en este Código Estructural. Al efecto se adjunta informe o acta de ensayo, con antigüedad inferior a seis meses.
10. Que para los hormigones sometidos a una clase de exposición XF2 y XF4, se ha comprobado el contenido de aire ocluido acorde a lo indicado en este Código Estructural. Al efecto se adjunta informe o acta de ensayo, con antigüedad inferior a seis meses.
11. Que en caso de haberse solicitado en el pedido alguna característica adicional para el hormigón o para alguno de sus materiales componentes, se aportará la documentación justificativa necesaria para acreditar su cumplimiento.
12. Que entregaré a la dirección facultativa la documentación técnica que se me solicite para justificar cualquier especificación técnica incluida en la declaración responsable.
13. En el caso de los ambientes XC3, XC4, XD, XS, XF, XA y XM, estará a disposición del usuario, para cada fórmula de trabajo, una 'Ficha Técnica' del hormigón a suministrar donde se incluirá información adicional sobre los materiales componentes y la dosificación nominal, tal y como se indica en el Código Estructural. Esta ficha técnica estará actualizada en todo momento y dispondrá de una referencia única que permita identificarla en los albaranes de suministro o distinguirla de otras, en el caso de que existan varias fichas para una misma tipificación del hormigón.
14. Que siempre que se produzca un cambio en el suministrador de los materiales componentes, se comunicará previamente.

Localidad y fecha:

Firmado:

CONTENIDO DE LA FICHA TÉCNICA DEL HORMIGÓN

(Necesaria para ambientes XC3, XC4, XD, XS, XF, XA y XM)

Datos del fabricante de hormigón:

Central :

Ubicación:

Producto : T-R/C/TM/A.....

Referencia unica de producto:..... (*Cuando una ficha contenga diferentes variantes de un mismo producto, cada una de ellas deberá tener una denominación claramente diferenciada.*)

Datos de Identificación de los materiales:

- Cemento: (Designación completa, suministrador y procedencia.)
- ÁRIDOS
 - Árido fino: (Designación completa, suministrador y procedencia.)
 - Árido grueso: (Designación completa, suministrador y procedencia.)
- Aditivos: (Designación completa, tipo y fabricante.)
- Agua: Procedencia (Red pública, pozo, reciclada...).
(En el caso de que el agua no proceda de la red de suministro de agua potable los resultados de los ensayos deberán estar a disposición del usuario.)
- Adiciones:(Designación completa, tipo, procedencia y sumnistrador.)

La declaración de prestaciones de los materiales que lo requieran deberá estar a disposición del usuario.

En el caso de prestaciones especiales contempladas en este Código, los ensayos que verifiquen su cumplimiento, deberán estar a disposición del usuario. Por ejemplo, los requerimientos del árido en la exposición XM o del cemento en el caso de áridos potencialmente reactivos.

Datos de la dosificación nominal (*) del producto:

- Contenido nominal de cemento (Kg/m3): ± valor de la tolerancia
- Relación agua/cemento nominal: ± valor de la tolerancia
- Contenido nominal de adiciones, en su caso (Kg/m3): ± valor de la tolerancia
- Cantidad de aditivo (% respecto de peso del cemento) (**): ± valor de la tolerancia
- Otros datos opcionales, en su caso.

(*) Los valores “nominales” se refieren a los valores reflejados en la dosificación teórica empleada en la planta.

(**) Se podrá reflejar un rango de dosificaciones de aditivos que comprenda las posibles variaciones en su dosificación en función de las condiciones ambientales.

Fecha y Firma de la persona responsable en planta de la dosificación nominal:

1.1.7 Acero para armaduras pasivas

Cuando los productos de acero para armaduras pasivas deban disponer de marcado CE, se entregará la declaración de prestaciones y el marcado CE.

En caso de que los productos de acero para hormigón dispongan de un distintivo de calidad oficialmente reconocido será suficiente con la presentación de la documentación del distintivo de calidad establecida en el apartado 1.2 de este anexo.

Mientras no esté vigente el marcado CE y si no dispusiera de distintivo de calidad oficialmente reconocido, se entregará la siguiente documentación:

- Declaración firmada por persona física con poder de representación suficiente en la que se garantice el cumplimiento de todas las especificaciones referidas en el Artículo 34 de este Código, en la que constará la identificación del laboratorio que ha efectuado los ensayos que justifican el cumplimiento de las especificaciones y las fechas de emisión de los informes o actas de ensayo.
- Informe o acta de ensayo, emitido por un laboratorio que incluya los resultados de todas las características referidas en el Artículo 34 de este Código.
- Declaración del laboratorio de cumplir los requisitos contemplados en el apartado 17.2.2.1 de este Código.

Para los aceros soldables de especial ductilidad, además se entregarán los informes o actas de los ensayos de fatiga y de carga cíclica.

Cuando el fabricante garantice las características de adherencia mediante el ensayo de la viga contemplado en el apartado 34.2 de este Código, presentará un certificado de homologación de adherencia, con una antigüedad inferior a 36 meses desde la fecha de fabricación del acero en el que constará, al menos:

- Identificación del laboratorio que ha realizado los ensayos de la viga.
- Identificación del fabricante.
- Dirección de la fábrica.
- Marca comercial.
- Tipo de acero.
- Croquis con la identificación del fabricante en las barras.
- Diámetros de las barras.
- Geometría superficial de las barras, incluyendo diámetro, altura mínima de corruga/grafila, separación de corrugas/grafilas y su tolerancia, perímetro sin corrugas/grafilas y su tolerancia, intervalo de inclinación de corrugas/grafilas, para las que se certifica el cumplimiento de las tensiones de adherencia.
- Los límites admisibles de variación de las características geométricas de los resaltos para el caso de suministro en forma de barra recta, con indicación expresa de que en el caso de suministros en rollo la altura de corruga deberá ser superior a la indicada en el certificado más 0,1 mm en el caso de diámetros superiores a 20 mm o más 0,05 mm en el resto de los casos.
- Número del informe de ensayo de la viga.
- Diámetros nominales ensayados y serie a la que representan.
- Croquis con la geometría superficial de las barras.
- Fecha de firma del certificado y número de referencia del mismo.

1.1.8 Acero para armaduras activas

Cuando los productos de acero para armaduras activas deban disponer de marcado CE, se entregará la declaración de prestaciones y el marcado CE.

En caso de que los productos de acero para hormigón dispongan de un distintivo de calidad oficialmente reconocido será suficiente con la presentación de la documentación del distintivo de calidad establecida en el apartado 1.2 de este anexo.

Mientras no esté vigente el marcado CE, y si no dispusiera de distintivo de calidad oficialmente reconocido, se entregará la siguiente documentación:

- Declaración firmada por persona física con poder de representación suficiente en la que se garantice el cumplimiento de todas las especificaciones referidas en el Artículo 36 de este Código, en la que constará la identificación del laboratorio que ha efectuado los ensayos que justifican el cumplimiento de las especificaciones y las fechas de emisión de los informes o actas de ensayo.
- Informe o acta de ensayo, emitido por un laboratorio que incluya los resultados de todas las características referidas en el apartado 36 de este Código.
- Declaración del laboratorio de cumplir los requisitos contemplados en el apartado 17.2.2.1 de este Código.

1.1.9 Armaduras pasivas

1.1.9.1 Armadura pasiva normalizada

Cuando la armadura pasiva normalizada deba disponer de marcado CE, se entregará la declaración de prestaciones y el marcado CE.

En caso de que las mallas electrosoldadas y armaduras básicas electrosoldadas en celosía dispongan de un distintivo de calidad oficialmente reconocido será suficiente con la presentación de la documentación establecida en el apartado 1.2. de este anexo.

Mientras no esté vigente el marcado CE, y si no dispusiera de distintivo de calidad oficialmente reconocido, se entregará la siguiente documentación:

- Declaración firmada por persona física con poder de representación suficiente en la que se garantice el cumplimiento de todas las especificaciones referidas en el Artículo 35 de este Código, en la que constará la identificación del laboratorio que ha efectuado los ensayos que justifican el cumplimiento de las especificaciones y las fechas de emisión de los informes o actas de ensayo.
- Informe o acta de ensayo, emitido por un laboratorio que incluya los resultados de todas las características referidas en el Artículo 35 de este Código.
- Declaración del laboratorio de cumplir los requisitos contemplados en el apartado 17.2.2.1 de este Código.

1.1.9.2 Ferralla

En el caso de que la ferralla disponga de un distintivo de calidad oficialmente reconocido será suficiente con la presentación de la documentación establecida en el apartado 1.2.

Si la ferralla no dispone un distintivo oficialmente reconocido el elaborador de ferralla aportará la siguiente documentación:

- Declaración responsable, cuyo modelo se incluye en este apartado.
- En su caso, informe o acta de ensayo, emitido por un laboratorio que incluya los resultados de los ensayos a los que se hacen referencia en la declaración.
- Declaración del laboratorio de cumplir los requisitos contemplados en el apartado 17.2.2.1 de este Código, en el caso de que se adjunten informes o actas de ensayos.
- En su caso, certificado de homologación de soldadores y del proceso de soldadura.
- En su caso, certificado de adherencia con una antigüedad inferior a 36 meses, desde la fecha de fabricación del acero.

- Asimismo, se entregará copia de la documentación relativa al acero para armaduras pasivas de acuerdo con el apartado 1.1.7 de este anexo.

DECLARACION RESPONSABLE DEL FERRALLA PREVIA AL SUMINISTRO A UNA OBRA**Datos de la persona declarante:**

Nombre.....ApellidosNIF/CIF/NIE.....,

Hace esta declaración responsable en calidad de

Datos del ferralla:

Taller :

Ubicación:

Municipio: Código Postal:

Tipo de Vía: Nombre de la vía: Número:

Polígono: Km: Isla: Sector: Parcela:

Declaro :

1. Que como ferralla suministraré a la obra
situada en
las armaduras pasivas elaboradas y armadas siguientes:.....
2. Que dispongo de las instalaciones conforme a las especificaciones establecidas en el Código Estructural.
3. Que realizo el control de producción conforme a las especificaciones establecidas en el Código Estructural.
4. Que los productos de acero que utilizaré serán conformes a las especificaciones establecidas en el Código Estructural.
5. Que las armaduras que suministraré cumplirán con las condiciones técnicas establecidas en el Código Estructural vigente y en el pedido.
6. Que para el armado de la ferralla elaborada se utilizarán procesos de:
7. Que se utilizarán procesos de enderezado en los siguientes diámetros:
8. Que dispongo de un sistema de aseguramiento de la calidad documentado.
9. Que cada suministro irá acompañado del correspondiente albarán u hoja de suministro conforme a las condiciones técnicas establecidas en el Código estructural y en el pedido.
10. Que los productos de acero utilizados para la elaboración de las armaduras (sí/no) disponen de distintivo de calidad oficialmente reconocido.
11. Que entregaré a la dirección facultativa la documentación técnica que se me solicite para justificar cualquier especificación técnica incluida en la declaración responsable.

Localidad y fecha:

Firmado:

1.1.10 Elementos y sistemas de aplicación de pretensado

Cuando los elementos y sistemas de aplicación de pretensado dispongan de marcado CE, se entregará la declaración de prestaciones y el marcado CE.

En el caso de que los elementos y sistemas de pretensado dispongan de un distintivo de calidad oficialmente reconocido será suficiente con la presentación de la documentación establecida en el apartado 1.2 de este anexo.

Siempre que no disponga de marcado CE y si no dispusiera de distintivo de calidad oficialmente reconocido, el suministrador deberá aportar la siguiente información:

- Declaración firmada por persona física con poder de representación suficiente en la que se garantice el cumplimiento las especificaciones que se indican a continuación, además constará la identificación del laboratorio que ha efectuado los ensayos que justifican el cumplimiento de las especificaciones y las fechas de emisión de los informes o actas de ensayo.

Especificaciones del acero:

- Tipo: barra, alambre o cordón.
- Carga unitaria máxima.
- Sección transversal nominal.
- Relajación a las 1.000 horas para una tensión inicial igual al 70% de la carga máxima unitaria garantizada.
- Módulo de elasticidad.

Especificaciones de los tendones:

- Tipo.
- Protección para la corrosión.
- Especificaciones para los anclajes.
- Peso del tendón.
- Carga máxima unitaria.
- Coeficiente de rozamiento en curva (μ).
- Coeficiente de rozamiento parásito (k).
- Radio mínimo de curvatura.
- Diámetro interior y exterior de la vaina y espesor.
- Separación máxima entre apoyos de la vaina.

Especificaciones de los anclajes:

- Tipo de anclaje.
- Mínima separación entre centros de gravedad, con indicación de la resistencia media del hormigón.
- Mínima separación entre placas, con indicación de la resistencia media del hormigón.
- Penetración de cuña.

1.1.11 Elementos prefabricados

En su caso, se entregará documentación obligatoria relativa al marcado CE (declaración de prestaciones, etiqueta de marcado CE e instrucciones de uso y seguridad). En el caso de aquellos elementos prefabricados que declaren que han empleado los materiales especificados en el plano de la fabricación de acuerdo con el proyecto, así como que han sido elaborados conforme a un procedimiento según el cual el proceso de fabricación cumple con las especificaciones del plano de fabricación de

acuerdo con el proyecto (método 3 de los contemplados en la correspondiente norma armonizada, el marcado CE) incluirá la siguiente información:

- Propiedades de los materiales empleados.
- Datos geométricos del elemento: dimensiones, secciones y tolerancias.
- Manual de calidad del control de producción en fábrica.
- En su caso, certificado de control de producción en fábrica conforme al apartado 62.1 de este Código expedido por una entidad de certificación.

Para aquellos elementos prefabricados que declaren el cumplimiento de los requisitos esenciales mediante la indicación de los datos geométricos del componente y de las propiedades de los materiales y productos constituyentes utilizados (método 1 de la correspondiente norma armonizada, el marcado CE) deberán incluir la siguiente información:

- Datos geométricos del elemento: dimensiones, secciones y tolerancias.
- Propiedades de los materiales y productos utilizados que sean necesarias tanto para el cálculo de la capacidad portante como para el resto de propiedades relevantes del elemento: durabilidad, funcionalidad, etc.

Para aquellos elementos cuyas propiedades se determinen por medio de los Eurocódigos (método 2 de la correspondiente norma armonizada), el marcado CE incluirá la siguiente información:

- Valores característicos de la resistencia y otras propiedades de la sección transversal que permitan calcular la capacidad portante y el resto de propiedades relevantes del elemento.
- Valores de cálculo de las propiedades del elemento establecidas en los Eurocódigos.

En el caso de que los elementos prefabricados dispongan de un distintivo de calidad oficialmente reconocido será suficiente con la presentación de la documentación establecida en el apartado 1.2 de este anexo.

Para el resto de los productos para los que no esté en vigor el marcado CE y si no dispusieran de distintivo de calidad oficialmente reconocido, se entregará la siguiente documentación:

- Declaración del laboratorio de cumplir los requisitos contemplados en el apartado 17.2.2.1 de este Código.
- En su caso, certificado de cualificación del personal que realiza la soldadura no resistente.
- En su caso, certificado de homologación de soldadores y del proceso de soldadura.

Asimismo se entregará la siguiente documentación relativa a los suministradores de los materiales empleados en la elaboración de las armaduras pasivas:

- Documentación correspondiente al marcado CE o, en su caso, certificados de los ensayos que garanticen el cumplimiento de las especificaciones referidas en este Código.
- En su caso, declaraciones de estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.
- En su caso, certificado del ensayo de adherencia.

1.1.12 Productos de acero para estructuras de acero

Cuando los productos de acero para estructuras de acero deban disponer de marcado CE, se entregará la declaración de prestaciones y el marcado CE.

En caso de que los productos de acero para estructuras de acero dispongan de un distintivo de calidad oficialmente reconocido será suficiente con la presentación de la documentación establecida en el apartado 1.2 de este anexo.

1.2 Documentación del distintivo de calidad oficialmente reconocido

En el caso de que un producto o proceso de los contemplados en este código disponga de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, se entregará copia del certificado vigente del distintivo, firmado por persona física con capacidad suficiente del documento que lo acredite, donde al menos constará la siguiente información:

- Identificación de la entidad certificadora.
- Logotipo del distintivo de calidad.
- Identificación del fabricante.
- Alcance del certificado.
- Número de certificado.
- Fecha de expedición del certificado.
- Periodo de vigencia del certificado.

La posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, conforme a lo establecido en el Artículo 18 de este Código, permite reducir la documentación exigida en este anexo.

2 Documentación durante el suministro

Con la entrega de cualquier material o producto, el suministrador proporcionará una hoja de suministro en la que se recogerá, como mínimo, la información que a continuación se detalla de forma específica para cada uno de ellos.

2.1 Cementos

La información a incluir será la exigida en la reglamentación específica vigente, en particular lo indicado en la vigente Instrucción para la Recepción de Cementos.

En su caso, estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.

2.2 Áridos

- Identificación del suministrador.
- Número de la declaración de prestaciones, o en su caso, indicación de autoconsumo.
- Número de serie de la hoja de suministro.
- Nombre de la cantera.
- Identificación del peticionario.
- Fecha de entrega.
- Cantidad de árido suministrado.
- Designación del árido según se especifica en el Artículo 30 de este Código.
- En su caso, estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.
- Identificación del lugar de suministro.

2.3 Aditivos

- Identificación del suministrador.

- Número la declaración de prestaciones.
- Número de serie de la hoja de suministro.
- Identificación del peticionario.
- Fecha de entrega.
- Cantidad suministrada.
- Designación del aditivo según se especifica en el Artículo 31 de este Código.
- En su caso, estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.
- Identificación del lugar de suministro.

2.4 Adiciones

- Identificación del suministrador.
- Número de la declaración de prestaciones.
- Número de serie de la hoja de suministro.
- Identificación del peticionario.
- Fecha de entrega.
- Designación de la adición según se especifica en el Artículo 32 de este Código.
- En su caso, estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.
- Cantidad suministrada.
- Identificación del lugar de suministro.

2.5 Hormigón

- Identificación del suministrador.
- Número de serie de la hoja de suministro.
- Nombre de la central de hormigón.
- Identificación del peticionario.
- Fecha y hora de entrega.
- Cantidad de hormigón suministrado.
- Designación del hormigón según se especifica en el Código Estructural. En el caso de designación por propiedades, deberá contener siempre la resistencia a compresión, la consistencia, el tamaño máximo del árido y el tipo de ambiente al que va a ser expuesto. En el caso de designación por dosificación, deberá contener siempre la dosificación de cemento (en kg/m³), la consistencia, el tamaño máximo del árido y el tipo de ambiente al que va a ser expuesto. En su caso, estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.
- Dosificación real del hormigón que incluirá, al menos:
 - en los ambientes XC3, XC4, XD, XS, XF, XA y XM se incluirá la referencia recogida en el apartado 13 de la declaración responsable contenida en el apartado 1.1.6 de este anexo,
 - tipo y contenido de cemento,
 - relación agua/cemento,
 - contenido en adiciones, en su caso,

- tipo y cantidad de aditivos,
- identificación completa del cemento, aditivos y adiciones empleados,
- identificación del lugar de suministro,
- identificación del camión que transporta el hormigón.
- hora límite de uso del hormigón.

2.6 Acero para armaduras pasivas

- Identificación del suministrador.
- Cuando esté vigente el marcado CE, número de la declaración de prestaciones (a partir de la fecha de entrada en vigor), o en su caso, indicación de autoconsumo.
- Número de identificación de la certificación de homologación de adherencia, en su caso, contemplado en el apartado 34.2 de este Código.
- Número de serie de la hoja de suministro.
- Nombre de la fábrica.
- Identificación del peticionario.
- Fecha de entrega.
- Cantidad de acero suministrado clasificado por diámetros y tipos de acero.
- Diámetros suministrados.
- Designación de los tipos de aceros suministrados.
- Forma de suministro (barra o rollo).
- En su caso, estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.
- Identificación del lugar de suministro.

2.7 Acero para armaduras activas

- Identificación del suministrador.
- Cuando esté vigente el marcado CE, número de la declaración de prestaciones (a partir de la fecha de entrada en vigor).
- Número de serie de la hoja de suministro.
- Nombre de la fábrica.
- Identificación del peticionario.
- Fecha de entrega.
- Cantidad de acero suministrado clasificado por tipos.
- Diámetros suministrados.
- Designación del alambre, barra o cordón.
- En su caso, estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.
- Identificación del lugar de suministro.

2.8 Armaduras pasivas

- Identificación del suministrador.
- Cuando esté vigente el marcado CE, número de la declaración de prestaciones (a partir de la fecha de entrada en vigor), o en su caso, indicación de autoconsumo.
- Número de serie de la hoja de suministro.
- Nombre de la instalación de ferralla.
- Identificación del peticionario.
- Fecha y hora de entrega.
- Identificación del acero utilizado.
- Identificación de la armadura.
- En su caso, estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.
- Identificación del lugar de suministro.

2.9 Elementos y sistemas de aplicación de pretensado

- Identificación del suministrador.
- Cuando esté vigente el marcado CE, número de la declaración de prestaciones (a partir de la fecha de entrada en vigor) o en su caso, indicación de autoconsumo.
- Número de serie de la hoja de suministro.
- Nombre del aplicador.
- Identificación del peticionario.
- Fecha y hora de entrega.
- Identificación de los materiales empleados.
- Designación de los elementos suministrados.
- Cantidad de elementos suministrados clasificados por elementos.
- En su caso, estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.
- Identificación del lugar de suministro.

2.10 Elementos prefabricados

- Identificación del suministrador.
- Cuando esté vigente el marcado CE, número de la declaración de prestaciones (a partir de la fecha de entrada en vigor) o en su caso, indicación de autoconsumo.
- Número de serie de la hoja de suministro.
- Nombre de la instalación de prefabricación.
- Identificación del peticionario.
- Fecha y hora de entrega.
- Designación de los elementos suministrados.
- Cantidad de elementos suministrados.

-
- En su caso, estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.
 - Identificación del lugar de suministro.

2.11 Productos de acero para estructuras de acero

- Identificación del suministrador.
- Cuando esté vigente el marcado CE, número de la declaración de prestaciones.
- Número de serie de la hoja de suministro.
- Nombre de la fábrica.
- Identificación del peticionario.
- Fecha de entrega.
- Cantidad de acero suministrado clasificado por geometría y tipos de acero.
- Dimensiones de los perfiles o chapas suministrados.
- Designación de los tipos de aceros suministrados.
- En su caso, estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.
- Identificación del lugar de suministro.

3 Documentación tras el suministro. Certificado final del suministro

Los suministradores de materiales o productos incluidos en el ámbito de este Código proporcionarán un certificado final de suministro, en el que se recogerán la totalidad de los materiales o productos suministrados.

El certificado de suministro deberá mantener la necesaria trazabilidad de los materiales o productos certificados.

En el recuadro se adjunta un modelo con la información mínima que deberá contener el certificado de suministro.

CERTIFICADO DE SUMINISTRO

Nombre de la empresa suministradora: _____

Nombre y cargo del responsable del suministro: _____

Dirección: _____

*Identificación del declarante**Nombre, domicilio, teléfono/fax, documento de identificación (CIF/NIF/Pasaporte)***Certifico**

Que la empresa _____

*Identificación del declarante**Nombre, domicilio, teléfono/fax, documento de identificación (CIF/NIF/Pasaporte)*

ha entregado en _____

Lugar de recepción del material o producto

los suministros que a continuación se detallan:

_____	_____	_____	_____	_____
_____	_____	_____	_____	_____
Fecha	Nº Albarán	<i>Identificación del producto o material</i>	Cantidad	Tiene DCOR

Durante el periodo transcurrido entre la declaración de estar en posesión de un distintivo de calidad reconocido oficialmente y el último suministro, no se ha producido ni suspensión, ni retirada del citado distintivo. (*En el caso de que fuese aplicable*).

Declaro bajo mi responsabilidad la conformidad del suministro arriba detallado con las disposiciones establecidas en el Código Estructural, aprobado mediante Real Decreto de _____ de _____ de _____.

Lugar, fecha y firma.

4 Acta de toma de muestras

El acta de toma de muestras que se realice a los materiales o productos amparados por este Código tendrá como mínimo la siguiente información:

- Identificación del producto.
- Fecha, hora y lugar de la toma de muestras.
- Identificación y firma de los responsables presentes en la toma.
- Identificación del material o producto del que se extraigan las muestras o probetas, según lo establecido en este Código.
- Número de muestras obtenidas.
- Tamaño de las muestras.
- Código de las muestras.
- Informar si existe el recinto de conservación de probetas previsto en el apartado 57.3.2.

ANEJO 5

Prescripciones para la utilización del cemento de aluminato de calcio

Contenidos del anejo

- 1 CARACTERÍSTICAS DEL CEMENTO DE ALUMINATO DE CALCIO.**
- 2 MATERIALES.**
- 3 PROYECTO.**
- 4 DOSIFICACIÓN.**
- 5 EQUIPOS Y ÚTILES DE TRABAJO.**
- 6 PUESTA EN OBRA DEL HORMIGÓN.**
- 7 CURADO.**
- 8 APLICACIONES.**

1 Características del cemento de aluminato de calcio

Mientras los cements portland deben sus propiedades hidráulicas fundamentalmente a los silicatos de calcio y al aluminato tricálcico, el cemento de aluminato de calcio las debe al aluminato monocálcico. El contenido de Al_2O_3 de este último cemento, según la norma UNE-EN 14647, debe estar comprendido entre el 35 y el 58%, si bien los valores habituales del mismo están entre el 37 y el 43%.

El cemento de aluminato de calcio presenta una serie de características especiales. Así, mientras tiene un tiempo de fraguado prácticamente análogo al del cemento portland, su endurecimiento es mucho más rápido, por lo cual, sus morteros y hormigones presentan al cabo de pocas horas una resistencia del mismo orden que la obtenida a 28 días con cemento portland.

Con el tiempo sus resistencias disminuyen al tener lugar el proceso de conversión, ya que la hidratación del cemento de aluminato de calcio a temperatura ambiente ($<25^\circ\text{C}$) produce aluminatos de calcio hidratados hexagonales que son metaestables y por ello sufren inevitablemente una transformación (conversión) hacia la forma cúbica de aluminato de calcio hidratado, único compuesto termodinámicamente estable.

Esta conversión ocasiona al hormigón de cemento de aluminato de calcio un aumento de porosidad y por tanto una disminución de resistencia. La conversión puede transcurrir en pocos minutos o necesitar años, ya que la velocidad de transformación depende de diversos factores, y principalmente de la temperatura.

Esta disminución de resistencias puede ser de distinta cuantía. Si se siguen las recomendaciones de su correcto empleo y se utiliza una dosificación de cemento elevada y una relación agua/cemento baja, sus hormigones retienen una resistencia suficientemente elevada. Al contrario, las resistencias pueden descender hasta valores excesivamente bajos en el caso de no seguir las recomendaciones antes citadas.

La resistencia final alcanzada después de la conversión puede evaluarse mediante el ensayo descrito en la norma UNE-EN 14647.

El cemento de aluminato de calcio resiste notablemente mejor que los cements portland la acción de aguas puras, agua de mar, aguas sulfatadas, aguas residuales, y terrenos yesíferos, así como la acción de sales de magnesio y ácidos diluidos. Sin embargo, sus hormigones son menos resistentes a la acción de los hidróxidos alcalinos.

Para la correcta utilización del cemento de aluminato de calcio en sus distintas aplicaciones se tendrán en cuenta las normas generales válidas para la confección de morteros y hormigones de cemento portland. Asimismo, se deberán seguir las instrucciones específicas que se señalan a continuación.

2 Materiales

El cemento de aluminato de calcio deberá cumplir las prescripciones exigidas en la reglamentación específica vigente, para poder ser utilizado en aquellos casos en los que su empleo está contemplado en el apartado 8 de aplicaciones de este anexo.

Los áridos cumplirán con las especificaciones generales que estipula este Código.

No se deberán utilizar áridos que contengan álcalis liberables y particularmente se debe evitar el empleo de los graníticos, esquistosos, micáceos y feldespáticos.

Se utilizarán áridos finos con un equivalente de arena superior al 85%, según el Anejo A de la norma UNE-EN 933-8 o, en caso contrario, que contengan menos del 5%, en peso, de partículas inferiores a 0,125 mm.

El comportamiento de los aditivos con el cemento de aluminato de calcio es notoriamente diferente del que presentan con el cemento portland. Son, pues, obligados los ensayos previos para establecer la compatibilidad y dosificación apropiada de cada tipo de aditivo.

3 Proyecto

Como resistencia de proyecto de los hormigones de cemento de aluminato de calcio, se tomará la resistencia mínima residual alcanzable después de que el cemento haya llegado a su conversión total, teniendo en cuenta las consideraciones expuestas en el punto 1. Su valor se determinará según el procedimiento experimental descrito en el apartado A.7 del Anexo A de la norma UNE-EN 14647. En cualquier caso, la resistencia de proyecto no superará nunca los 40 N/mm².

Debido al pH más bajo y la menor reserva alcalina, las armaduras embebidas en los hormigones fabricados con cemento de aluminato de calcio pueden estar más expuestas a la corrosión. Por ello, y por razones de durabilidad en general, los recubrimientos mínimos que se deben utilizar son:

- En la clase de exposición no agresiva (XO): 20 mm.
- En la clase de exposición normal (XC): 30 o 40 mm en función del diámetro de la armadura y las tensiones del elemento.
- En la clase de exposición marina (XS), cloruros no marinos (XD) y química agresiva (XA): 40 mm.

El recubrimiento mínimo se incrementará en el margen de recubrimiento ΔC_{dev} prescrito en el apartado 43.4.1 del Código Estructural, para obtener el recubrimiento nominal definido en dicho apartado.

4 Dosificación

Se respetará estrictamente el cumplimiento de las siguientes prescripciones:

- No se utilizarán relaciones agua/cemento superiores a 0,4. Para el cálculo del agua de amasado se tendrá en cuenta el agua aportada por los áridos.
- El contenido mínimo de cemento será de 400 kg/m³.

5 Equipos y útiles de trabajo

Se evitará cualquier posible contacto o contaminación accidental del cemento de aluminato de calcio con otros cementos a base de clinker portland, o con cales o con yesos.

6 Puesta en obra del hormigón

Para la puesta en obra de los hormigones con cemento de aluminato de calcio se recomienda emplear las mismas técnicas que para los hormigones con cemento portland (colado, proyectado, bombeado, etc.). Además se recomienda utilizar métodos de compactación habituales, como por ejemplo, agujas vibrantes.

No se permite el uso de agua reciclada para la fabricación de los hormigones con cemento de aluminato de calcio.

En el hormigonado en tiempo caluroso, los áridos y el agua no deben estar expuestos directamente al sol.

En el hormigonado en tiempo frío se tendrán en cuenta las siguientes precauciones:

- No se utilizarán áridos congelados.
- Se asegurará que la temperatura del hormigón recién elaborado sea la suficiente para que éste pueda permanecer por encima de los 0°C hasta que se haya iniciado el fraguado y, con él, las reacciones exotérmicas de hidratación del cemento.

7 Curado

En el caso de pavimentos o losas se deberá aplicar inmediatamente un curado inicial del hormigón con productos de curado o protegerlo con arpillerías húmedas. En otros casos de estructuras o elementos de menor superficie, el curado se iniciará, una vez finalizado el fraguado, mediante aspersión o riego en forma continuada, prolongándolo, como mínimo, durante las primeras veinticuatro horas desde la puesta en obra del hormigón.

Es conveniente, al igual que para el cemento portland, evitar la desecación prematura de los elementos de hormigón ya elaborados, especialmente en ambientes calurosos y secos. Una buena recomendación práctica es conservarlos a cubierto, siendo aconsejable regarlos periódicamente durante los primeros días.

Salvo estudio especial, no se debe utilizar el curado térmico.

8 Aplicaciones

De acuerdo con el Artículo 28 del Código Estructural, el empleo de cemento de aluminato de calcio en hormigones deberá ser objeto, en cada caso, de estudio especial, exponiendo las razones que aconsejan su uso y observándose estrictamente las especificaciones contenidas en el presente anexo.

El cemento de aluminato de calcio resulta muy adecuado para:

- Reparaciones rápidas de urgencia.
- Hormigón en medios químicamente agresivos.
- Hormigonado en tiempo frío.

Cuando su uso sea justificable, se puede utilizar en:

- Obras y elementos prefabricados, de hormigón en masa o armado no estructural.
- Determinados casos de cimentaciones de hormigón en masa.
- Hormigón proyectado.

El cemento de aluminato de calcio no resulta indicado para:

- Hormigón armado estructural.
- Hormigón en masa o armado de grandes volúmenes.

El cemento de aluminato de calcio está prohibido para:

- Hormigón pretensado en todos los casos, según el Artículo 28 del Código Estructural.

Por lo que respecta a las clases de exposición, los hormigones fabricados de acuerdo con las especificaciones del presente anexo, se comportan adecuadamente en:

– Ambiente no agresivo	X0
– Ambiente marino	XS
– Ambiente químicamente agresivo débil	XA1
– Ambiente químicamente agresivo medio	XA2

ANEJO 6**Recomendaciones para la selección del tipo de cemento a emplear en hormigones estructurales****Contenidos del anexo**

- 1 INTRODUCCIÓN.**
- 2 SELECCIÓN DEL TIPO DE CEMENTO EN FUNCIÓN DE LA APLICACIÓN DEL HORMIGÓN.**
- 3 SELECCIÓN DEL TIPO DE CEMENTO EN FUNCIÓN DE APLICACIONES ESTRUCTURALES ESPECÍFICAS.**
 - 3.1 CEMENTOS RECOMENDADOS PARA CIMENTACIONES.**
 - 3.2 CEMENTOS RECOMENDADOS PARA OBRAS PORTUARIAS Y MARÍTIMAS.**
 - 3.3 CEMENTOS RECOMENDADOS PARA PRESAS.**
 - 3.4 CEMENTOS RECOMENDADOS PARA OBRAS HIDRÁULICAS DISTINTAS DE LAS PRESAS.**
- 4 SELECCIÓN DEL TIPO DE CEMENTO EN FUNCIÓN DE LAS CIRCUNSTANCIAS DE HORMIGONADO.**
- 5 SELECCIÓN DEL TIPO DE CEMENTO EN FUNCIÓN DE LA CLASE DE EXPOSICIÓN.**

1 Introducción

La Instrucción para la recepción de cementos vigente regula, con carácter general, las condiciones que debe cumplir el cemento para su empleo. Este anexo de recomendaciones se incluye únicamente con la finalidad de facilitar la selección del tipo de cemento a emplear en cada caso por parte del autor del proyecto o de la dirección facultativa.

La selección del tipo de cemento deberá efectuarse considerando, al menos, los siguientes criterios:

- a) la aplicación del hormigón, de acuerdo con el apartado 2 de este anexo,
- b) las circunstancias de hormigonado, de acuerdo con el apartado 4 de este anexo,
- c) las condiciones de agresividad ambiental a las que va a estar sometido el elemento de hormigón, de acuerdo con el apartado 5 de este anexo.

2 Selección del tipo de cemento en función de la aplicación del hormigón

Los cementos recomendados, en función de su aplicación, son los indicados en la tabla A6.2.

Tabla A6.2 Tipos de cementos en función de la aplicación del hormigón

APLICACIÓN	CEMENTOS RECOMENDADOS
Hormigón en masa	Todos los cementos comunes, excepto los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T y CEM III/C. Cementos para usos especiales ESP VI-1(*)).
Hormigón armado	Todos los cementos comunes excepto los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T, CEM III/C, CEM V/B.
Hormigón pretensado incluidos los prefabricados estructurales	Cementos comunes(**) de los tipos CEM I, CEM II/A-D, CEM II/A-V, CEM II/A-P y CEM II/A-M (V-P)(***).
Elementos estructurales prefabricados de hormigón armado	Resultan muy adecuados los cementos comunes(**) de los tipos CEM I, CEM II/A y adecuado el cemento común tipo CEM IV/A cuando así se deduzca de un estudio experimental específico.
Hormigón en masa y armado en grandes volúmenes	Resultan muy adecuados los cementos comunes CEM III/B y CEM IV/B y adecuados los cementos comunes tipo CEM II/B, CEM III/A, CEM IV/A y CEM V/A. Cementos para usos especiales ESP VI-1. Es muy recomendable la característica adicional de bajo calor de hidratación (LH) y de muy bajo calor de hidratación (VLH), según los casos.
Hormigón de alta resistencia	Muy adecuados los cementos comunes tipo CEM I y adecuados los cementos comunes tipo CEM II/A-D y CEM II/A 42,5 R. El resto de cementos comunes tipo CEM II/A pueden resultar adecuados cuando así se deduzca de un estudio experimental específico.
Hormigones para reparaciones rápidas de urgencia	Los cementos comunes tipo CEM I, CEM II/A-D, y el cemento de aluminato de calcio (CAC).

Hormigones para desencofrado y descimbrado rápido	Los cementos comunes(**) tipo CEM I, y CEM II.
Hormigón proyectado.	Los cementos comunes tipo CEM I, y CEM II/A.
Hormigones con áridos potencialmente reactivos(****)	Resultan muy adecuados los cementos comunes tipo CEM III, CEM IV, CEM V, CEM II/A-D, CEM II/B-S y CEM II/B-V, y adecuados los cementos comunes tipo CEM II/B-P y CEM II/B-M.

(*) En el caso de grandes volúmenes de hormigón en masa.

(**) Dentro de los indicados son preferibles los de alta resistencia inicial.

(***) La inclusión de los cementos CEM II/A-V, CEM II/A-P y CEM II/A-M (V-P) como utilizables para la aplicación de hormigón pretensado,

es coherente con la posibilidad, contemplada en el articulado de este Código, de utilización de adición al hormigón pretensado de cenizas volantes en una cantidad no mayor del 20 % del peso de cemento.

(****) Para esta aplicación son recomendables los cementos con bajo contenido en alcalinos o aquellos citados en la tabla.

3 Selección del tipo de cemento en función de aplicaciones estructurales específicas

3.1. Cementos recomendados para cimentaciones

En la tabla A6.3.1 se recogen los cementos recomendados para su uso en la fabricación de hormigones destinados a cimentaciones.

Tabla A6.3.1 Cementos recomendados para cimentaciones

APLICACIÓN	CEMENTOS RECOMENDADOS
Cimentaciones de hormigón en masa	Muy adecuados los cementos comunes tipo CEM IV/B, siendo adecuados el resto de cementos comunes, excepto los CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T y CEM III/C. En todos los casos es recomendable la característica adicional de bajo calor de hidratación (LH). Es necesario cumplir las prescripciones relativas al empleo de la característica adicional de resistencia a sulfatos (SR o SRC) ⁽¹⁾ o al agua de mar (MR) cuando corresponda.
Cimentaciones de hormigón armado	Muy adecuados los cementos comunes tipo CEM I y CEM II/A, siendo adecuados el resto de cementos comunes a excepción de los CEM III/B, CEM III/C, CEM IV/B CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T y CEM II/B-T. Es necesario cumplir las prescripciones relativas al empleo de la característica adicional de resistencia a sulfatos (SR o SRC) ⁽¹⁾ o al agua de mar (MR) cuando corresponda.

(1) De acuerdo con la vigente Instrucción de Recepción de Cementos.

3.2. Cementos recomendados para obras portuarias y marítimas

En la tabla A6.3.2 se recogen los cementos recomendados para su uso en la fabricación de hormigones destinados a la construcción de estructuras de hormigón en masa, armado o pretensado que formen parte de obras portuarias y marítimas.

Tabla A6.3.2 Cementos recomendados para obras portuarias y marítimas

APLICACIÓN	TIPO DE HORMIGÓN	CEMENTOS RECOMENDADOS
Obras portuarias y marítimas	En masa	Cementos comunes, excepto los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T y CEM III/C.
	Armado	Cementos comunes, excepto los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T, CEM III/C y CEM V/B.
	Pretensado(**)	Cementos comunes(*) de los tipos CEM I, CEM II/A-D, CEM II/A-P, CEM II/A-V y CEM II/A-M (V-P).

(*) Dentro de los indicados son preferibles los de alta resistencia inicial.

(**) Estos cementos son los únicos permitidos según el Artículo 28 del Código Estructural en hormigón pretensado.

La utilización de uno u otro tipo de cemento, con característica adicional MR cuando sea preceptiva, dependerá de las exigencias del hormigón y siempre que no haya circunstancias especiales que desaconsejen su uso.

Todos los cementos SR y SRC son, además de resistentes a los sulfatos, resistentes al agua de mar. Por tanto, cuando se especifique la utilización de un cemento resistente al agua de mar, MR, se podrá emplear un cemento SR o SRC en su lugar.

3.3. Cementos recomendados para presas

En la tabla A6.3.3 se recogen los cementos recomendados para su uso en la fabricación de hormigones destinados a la construcción de presas.

Tabla A6.3.3 Cementos recomendados para presas

APLICACIÓN	CEMENTOS RECOMENDADOS
Presas de hormigón vibrado	Cementos comunes de los tipos CEM II/A, CEM III/A, CEM III/B y CEM IV/A.
Presas de hormigón compactado	Cementos comunes de los tipos CEM III, CEM IV y CEM V. Cementos para usos especiales ESP VI-1. Cementos especiales de muy bajo calor de hidratación VLH III, VLH IV y VLH V. Cementos de escoria de horno alto de baja resistencia inicial L.

También pueden emplearse los cementos tipo CEM I, cuando se añada una adición al hormigón en cantidad suficiente, compatible con las exigencias del proyecto.

Se recomienda que los cementos a utilizar sean de clase resistente baja (32,5), así como tener en cuenta, especialmente, el calor de hidratación, por lo cual, con carácter general, la utilización de cementos con característica adicional de bajo calor de hidratación y de muy bajo calor de hidratación resultan aconsejables.

3.4. Cementos recomendados para obras hidráulicas distintas de las presas

En la tabla A6.3.4 se recogen los cementos recomendados para su uso en la fabricación de hormigones destinados a la construcción de estructuras para el transporte de agua que no formen parte de los cuerpos de las presas.

Tabla A6.3.4 Cementos recomendados para obras hidráulicas distintas de las presas

APLICACIÓN	TIPO DE HORMIGÓN	CEMENTOS RECOMENDADOS
Tubos de hormigón, canales y otras aplicaciones hidráulicas	En masa	Cementos comunes excepto los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T, CEM III/C. Cementos para usos especiales ESP VI-1(*)
	Armado	Cementos comunes excepto los tipos CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T, CEM II/B-T, CEM III/C, y CEM V/B.
	Pretensado	Cementos comunes de los tipos CEM I, CEM II/A-D, CEM II/A-V, CEM II/A-P y CEM II/A-M (V-P)

(*) En revestimientos de grandes canales con máquinas de encofrados deslizantes.

4 Selección del tipo de cemento en función de las circunstancias de hormigonado

Los cementos recomendados, en función de las condiciones de puesta en obra, son los indicados en la tabla A6.4.

Tabla A6.4 Tipos de cementos en función de las circunstancias de hormigonado

CIRCUNSTANCIAS DE HORMIGONADO	CEMENTOS RECOMENDADOS
Hormigonado en tiempo frío(*)(**)	Los cementos comunes tipo CEM I, CEM II/A y CEM IV/A. Se recomienda la utilización de cementos de clase resistente alta o media (52,5 y 42,5).
Hormigonado en ambientes secos y sometidos al viento y, en general, en condiciones que favorecen la desecación del hormigón(**)	Cementos comunes tipo CEM I y CEM II/A.
Insolación fuerte u hormigonado en tiempo caluroso(**)	Los cementos comunes tipo CEM II, CEM III/A, CEM IV/A y CEM V/A.

(*) En estas circunstancias, no conviene emplear la característica adicional de bajo calor de hidratación (LH).

(**) En estas circunstancias, resulta determinante tomar, durante el proceso de ejecución o puesta en obra, las medidas adecuadas especificadas en la reglamentación correspondiente y, en su caso, en este Código.

5 Selección del tipo de cemento en función de la clase de exposición

Los cementos recomendados, en función de la clase de exposición que componen el ambiente en el que va estar ubicado el elemento estructural, son los indicados en la tabla A6.5.

Tabla A6.5 Tipos de cementos en función de las clases de exposición

CLASE DE EXPOSICIÓN	TIPO DE PROCESO (agresividad debida a)	CEMENTOS RECOMENDADOS
X0	Ninguno	Todos los recomendados según la aplicación prevista.
XC	Corrosión de las armaduras de origen diferente de los cloruros	CEM I, cualquier CEM II (preferentemente CEM II/A), CEM III/A, CEM IV/A.
XS ^(*)	Corrosión de las armaduras por cloruros de origen marino	Muy adecuados los cementos CEM II/S, CEM II/V (preferentemente los CEM II/B-V), CEM II/P (preferentemente los CEM II/B-P), CEM II/A-D, CEM III, CEM IV (preferentemente los CEM IV/A) y CEM V/A.
XD	Corrosión de las armaduras por cloruros de origen no marino	Preferentemente, los CEM I y CEM II/A y, además, los mismos que para la clase de exposición XS.
XA ^(**)	Ataque al hormigón por sulfatos	Los mismos que para la exposición XS.
XA	Lixiviación del hormigón por aguas puras, ácidas, o con CO ₂ agresivo	Los cementos comunes de los tipos CEM II/P, CEM II/V, CEM II/A-D, CEM II/S, CEM III, CEM IV y CEM V.
-	Reactividad álcali-árido	Cementos de bajo contenido en alcalinos ^(***) (óxidos de sodio y de potasio) en los que (Na ₂ O) _{eq} = Na ₂ O (%) + 0,658 K ₂ O (%) < 0,60.

(*) En esta clase de exposición es necesario el empleo de cementos que cumplan las prescripciones relativas a la característica adicional de resistencia al agua de mar (MR)

(**) En el caso de las clases XA2 o XA3 es necesario el empleo de cementos que cumplan las prescripciones relativas a la característica adicional de resistencia a los sulfatos (SR o SRC), tal y como establece el articulado del Código. En los casos en que el elemento esté en contacto con agua de mar será únicamente necesario que cumplan las prescripciones relativas a la característica adicional de resistencia al agua de mar (MR).

(***) Son especialmente recomendables los cementos citados en la tabla A6.2 para hormigones con áridos potencialmente reactivos (que deberán cumplir igualmente el requisito de bajo contenido en alcalinos).

Está expresamente prohibido el almacenamiento en el mismo silo o la mezcla de cementos de diferentes tipos, clases de resistencia o fabricantes en la elaboración del hormigón, ya que se perdería la trazabilidad y las garantías del producto.

ANEJO 7**Recomendaciones para la utilización de hormigón con fibras****Contenidos del anexo****1 ALCANCE.****2 BASES DE PROYECTO.**

2.1. ACCIONES.

2.1.1. *Valores característicos de las acciones.*

2.1.1.1. Valores característicos de las acciones permanentes.

2.2. MATERIALES Y GEOMETRÍA.

2.2.1. *Materiales.*

2.2.1.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales.

3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

3.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

4 PROPIEDADES TECNOLÓGICAS DE LOS MATERIALES.

4.1. MATERIALES.

4.1.1. *Hormigones.*

4.1.1.1. Composición.

4.1.1.2. Condiciones de calidad.

4.1.1.3. Características mecánicas.

4.1.1.4. Valor mínimo de la resistencia.

4.1.1.5. Docilidad del hormigón.

5 DURABILIDAD.

5.1. DURABILIDAD.

5.1.1. *Durabilidad del hormigón y de las armaduras.*

5.1.1.1. Recubrimientos.

5.1.1.2. Empleo de hormigón reforzado con fibras.

5.1.1.3. Resistencia del hormigón frente a la erosión.

6 CÁLCULO.

6.1. DATOS DE LOS MATERIALES PARA EL PROYECTO.

6.1.1. *Características del hormigón.*

6.1.1.1. Tipificación de los hormigones.

6.1.1.2. Resistencia de cálculo del hormigón.

6.1.1.3. Diagrama tensión - deformación en tracción de cálculo del hormigón con fibras.

6.1.1.4. Factor de orientación.

6.1.1.5. Fluencia del hormigón.

6.1.1.6. Coeficiente de Poisson.

6.2. CÁLCULOS RELATIVOS A LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.

6.2.1. *Estado Límite de Agotamiento frente a solicitudes normales.*

6.2.1.1. Hipótesis básicas.

6.2.1.2. Dominios de deformación.

6.2.1.3. Efecto de confinamiento del hormigón.

6.2.1.4. Flexión simple o compuesta.

6.2.1.5. Tracción simple o compuesta.

6.2.1.6. Cuantías geométricas mínimas.

6.2.2. *Estado Límite de Agotamiento frente a cortante.*

6.2.2.1. Consideraciones generales.

6.2.2.2. Piezas de hormigón reforzado con fibras sin y con armadura de cortante.

6.2.2.3. Armaduras transversales.

- 6.2.2.4. Armaduras longitudinales.
- 6.2.2.5. Rasante entre alas y alma de una viga.
- 6.2.3. *Estado Límite de Agotamiento frente a punzonamiento.*
- 6.2.3.1. Losas de hormigón reforzado con fibras.
- 6.2.4. *Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo rasante en juntas entre hormigones.*
- 6.2.4.1. Disposiciones relativas a las armaduras.

7 EJECUCIÓN.

7.1. EJECUCIÓN.

- 7.1.1. *Procesos de elaboración, armado y montaje de armaduras.*
 - 7.1.1.1. Anclaje de las armaduras pasivas. Generalidades.
- 7.1.2. *Elaboración y puesta en obra del hormigón.*
 - 7.1.2.1. Fabricación del hormigón.
 - 7.1.2.1.1. Dosificación de materiales componentes.
 - 7.1.2.1.2. Agua.
 - 7.1.2.1.3. Fibras.
 - 7.1.2.2. Equipos de amasado.
 - 7.1.2.3. Amasado del hormigón.
 - 7.1.2.4. Suministro del hormigón.
 - 7.1.2.5. Puesta en obra del hormigón.
 - 7.1.2.5.1. Vertido y colocación del hormigón.
 - 7.1.2.5.2. Compactación del hormigón.

8 CONTROL.

8.1. CONTROL DE LA CONFORMIDAD DE LOS PRODUCTOS.

- 8.1.1. *Criterios específicos para la comprobación de la conformidad de los materiales componentes del hormigón.*
 - 8.1.1.1. Otros componentes del hormigón.
 - 8.1.1.1.1. Especificaciones.
 - 8.1.1.1.2. Ensayos.
 - 8.1.1.1.3. Criterios de aceptación o rechazo.

8.1.2. *Control del hormigón.*

- 8.1.2.1. Criterios generales para el control de la conformidad de un hormigón.
- 8.1.2.2. Realización de los ensayos.
 - 8.1.2.2.1. Ensayos de resistencia del hormigón.
 - 8.1.2.2.2. Control de la resistencia del hormigón al 100 por 100.
 - 8.1.2.2.3. Control indirecto de la resistencia del hormigón.
- 8.1.2.3. Decisiones derivadas del control.
- 8.1.2.4. Ensayos de información complementaria del hormigón.

8.2. CONTROL DE LA EJECUCIÓN.

- 8.2.1. *Criterios generales para el control de la ejecución.*
- 8.2.2. *Ensayos previos y característicos del hormigón.*
 - 8.2.2.1. Ensayos previos.
 - 8.2.2.2. Ensayos característicos de resistencia.

1 Alcance

Las prescripciones y requisitos incluidos en el articulado de este Código se refieren a hormigones que no incorporan fibras en su masa. Por ello, se precisa establecer unas recomendaciones específicas y complementarias cuando, para mejorar algunas prestaciones ya sea en estado fresco, en primeras edades o en estado endurecido, se empleen fibras en el hormigón, las cuales pueden modificar algunas de sus propiedades.

Quedan expresamente fuera de los objetivos de este anexo:

- Los hormigones fabricados con fibras distintas a las que constan en este anexo, como aceptables para su uso en hormigones.
- Los hormigones en los que la distribución y/u orientación de las fibras es forzada intencionadamente.

Los hormigones con dosificación en fibras superior al 1,5% en volumen deberán ser objeto de un estudio específico.

A los efectos de este anexo, los hormigones reforzados con fibras (HRF), se definen como aquellos hormigones que incluyen en su composición fibras cortas, discretas y aleatoriamente distribuidas en su masa. El planteamiento es general para todo tipo de fibras, si bien hay que tener presente que la base fundamental del conocimiento de que se dispone es para fibras de acero, lo que se refleja en cierta medida en el mismo.

La aplicación de estos hormigones puede ser con finalidad estructural o no estructural. El empleo de fibras en el hormigón tiene finalidad estructural cuando se utiliza su contribución en los cálculos relativos a alguno de los estados límite últimos o de servicio y su empleo puede implicar la sustitución parcial o total de armadura en algunas aplicaciones. Se considerará que las fibras no tienen función estructural, cuando se incluyan fibras en el hormigón con otros objetivos, como la mejora de la resistencia al fuego o el control de la fisuración a primeras edades.

La adición de fibras es admisible en hormigones en masa, armados o pretensados, y se puede hacer con cualquiera de los diversos sistemas, sancionados por la práctica, de incorporación de las fibras al hormigón y, en el caso de que así no se hiciera, debe explicitarse el sistema utilizado. Se contempla la confección de hormigones con fibras con carácter, en estado fresco, de autocompactabilidad.

En el anexo se presenta una relación de referencias normativas nacionales e internacionales relacionadas con el tema de este anexo y que pueden servir de apoyo o referencia.

En cada plano de la estructura deberá figurar un cuadro de tipificación de los hormigones, incluyendo las condiciones adicionales para los hormigones con fibras que se señalan en el Artículo 33 de este Código.

La tipificación propuesta en este anexo refleja las especificaciones básicas que se exigen cuando las fibras tienen finalidad estructural. Además de las propiedades que quedan implícitas en la tipificación del hormigón según el apartado 6.1.1 de este anexo, el pliego de prescripciones técnicas particulares deberá incluir aquellas características adicionales exigidas al hormigón con fibras, así como los métodos de ensayo para su verificación y los valores que deban alcanzar dichas características. En todo caso, deberá indicarse una propuesta de dosificación con los siguientes datos:

- Dosificación de fibras en kg/m³
- Tipo, dimensiones (longitud, diámetro efectivo, esbeltez), forma, resistencia a tracción de la fibra (en N/mm²) y módulo de elasticidad (en N/mm²), en el caso de fibras con finalidad estructural.

Sin embargo la efectividad de las distintas fibras disponibles en el mercado puede ser muy variable, y las condiciones de disponibilidad del producto o las condiciones de la obra pueden recomendar una modificación de alguna de las características especificadas en el pliego, ya sea de tipo, de dimensiones y, por ende, de la dosificación necesaria de fibras para obtener las mismas propiedades. Por ello, cuando la designación del hormigón sea por propiedades, la dosificación indicada en el pliego de prescripciones técnicas particulares debe entenderse como orientativa. Antes del inicio del hormigonado, el suministrador propondrá una dosificación de obra, y realizará los ensayos previos de acuerdo con el apartado 8.2.2 de este anexo. A la vista de los resultados, la dirección facultativa obra aceptará la dosificación propuesta o exigirá nuevas propuestas.

En lo que sigue, se detallan los complementos a los diversos artículos del Código necesarios para poder realizar y tener en cuenta la incorporación de fibras al hormigón.

2 Bases de proyecto

2.1. Acciones

2.1.1. Valores característicos de las acciones

2.1.1.1. Valores característicos de las acciones permanentes

La densidad y las dosificaciones usuales de las fibras no llevan a modificar los valores del peso específico característico del hormigón con fibras respecto al hormigón sin ellas.

2.2. Materiales y geometría

2.2.1. Materiales

2.2.1.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Para los Estados Límite Últimos y para los Estados Límite de Servicio se mantienen los mismos coeficientes parciales de seguridad dados en los Anejos 19 y 21.

3 Análisis estructural

3.1. Análisis estructural

La incorporación de fibras modifica el comportamiento no lineal del hormigón estructural, especialmente en tracción, estado en el cual las secciones fisuradas también contribuyen a resistir tracciones. Esta colaboración resistente se puede tener en cuenta empleando alguno de los diagramas constitutivos presentados en el apartado 6.1.1.3 de este anexo.

Asimismo, dada la ductilidad a nivel seccional que introduce la presencia de fibras, se consideran válidos los principios para la aplicación del método de análisis lineal con redistribución limitada y de los métodos de cálculo plástico, cuando se comprueben los requisitos para la aplicación de los mismos, especificados en el Capítulo 5 de los Anejos 19 y 21.

Los momentos plásticos o últimos se obtendrán de acuerdo con el apartado 6.1.1 de este anexo y, para placas macizas, se considerará que las líneas de rotura tienen suficiente capacidad de rotación si la profundidad de la fibra neutra en ELU de flexión simple es menor que $0,3d$ (ó $0,25h$ en secciones de hormigón reforzadas exclusivamente con fibras).

El empleo de fibras estructurales puede aumentar la anchura de las bielas de compresión, lo cual puede ser tenido en cuenta en los modelos de bielas y tirantes. Por consiguiente, la combinación de

armadura convencional y fibras puede suponer una alternativa para reducir la cuantía de armadura convencional en regiones D donde se presente una alta densidad de armadura que dificulte el correcto hormigonado del elemento.

4 Propiedades tecnológicas de los materiales

4.1. Materiales

Fibras. Definiciones:

Las fibras son elementos de corta longitud y pequeña sección que se incorporan a la masa del hormigón a fin de conferirle ciertas propiedades específicas.

De una manera general, se pueden clasificar como fibras estructurales, aquellas que proporcionan una mayor energía de rotura al hormigón en masa (en el caso de las fibras estructurales, la contribución de las mismas puede ser considerada en el cálculo de la respuesta de la sección de hormigón), o como fibras no estructurales, aquellas que sin considerar en el cálculo esta energía suponen una mejora ante determinadas propiedades como, por ejemplo, el control de la fisuración por retracción, incremento de la resistencia al fuego, abrasión, impacto y otros.

La características geométricas de las fibras, longitud (l_f), diámetro equivalente (d_f), y esbeltez (λ), se establecerán de acuerdo con las normas UNE-EN 14889-1, UNE-EN 14889-2 y UNE 83516. Por otro lado, de acuerdo con su naturaleza, las fibras se clasifican en:

- Fibras de acero.
- Fibras poliméricas.
- Fibras de vidrio resistentes a los álcalis.

La efectividad de las fibras puede valorarse por medio de la resistencia residual a la tracción por flexión, correspondiente a aberturas de fisura de 0,5 y 2,5 mm, obtenidas de acuerdo a la norma UNE-EN 14651. De forma alternativa, el autor del proyecto o la dirección facultativa pueden indicar el empleo de la norma UNE 83515 (ensayo Barcelona con control por desplazamiento circunferencial o desplazamiento del pistón) con objeto de reducir la dispersión y el tiempo de ensayos o de la norma UNE 83510.

Si bien no se especifica un contenido mínimo en fibras, cuando se utilicen fibras con función estructural no es recomendable utilizar dosificaciones inferiores al 0,25% en volumen del hormigón (equivale a 20 kg/m³ de fibras de acero ó 2,5 kg/m³ de fibras poliméricas).

El límite superior del contenido en fibras se fija en el 1,5% en volumen del hormigón. El empleo de dosificaciones muy elevadas exige modificar sensiblemente la estructura granular del hormigón. Para estos casos, se recomienda la consulta de bibliografía especializada.

Fibras de acero

Estas fibras deberán ser conformes con la norma UNE-EN 14889-1 y, según el material base utilizado en su fabricación, se clasifican en:

- Grupo I: alambres estirados en frío.
- Grupo II: láminas cortadas.
- Grupo III: extractos fundidos.
- Grupo IV: conformados en frío.
- Grupo V: aserrados de bloques de acero.

La forma de la fibra tiene una incidencia importante en las características adherentes de la fibra con el hormigón y puede ser muy variada: rectas, onduladas, corrugadas, conformadas en extremos de distintas formas, etc.

Cuando las fibras sean suministradas con un recubrimiento (por ejemplo zinc), debe declararse el tipo y la cantidad del mismo, expresada en g/cm².

La longitud de la fibra (l_f) se recomienda sea, como mínimo, 2 veces el tamaño del árido mayor. Es usual el empleo de longitudes de 2,5 a 3 veces el tamaño máximo de árido. Cuando el hormigón se coloque por bombeo, la longitud de la fibra debe ser inferior a 2/3 del diámetro del tubo. Sin embargo, la longitud de la fibra debe ser suficiente para dar una adherencia necesaria a la matriz y evitar arrancamientos con demasiada facilidad.

A igualdad de longitud, las fibras de pequeño diámetro aumentan el número de ellas por unidad de peso y hacen más denso el entramado o red de fibras. El espaciamiento entre fibras se reduce cuando la fibra es más fina, siendo más eficiente y permitiendo, en general, una mayor capacidad de rotación en las secciones, así como un mayor grado de redistribución de esfuerzos en estructuras hiperestáticas.

Fibras poliméricas

Están formadas por un material polimérico (polipropileno, polietileno de alta densidad, aramida, alcohol de polivinilo, acrílico, nylon, poliéster) extrusionado y posteriormente cortado. Estas pueden ser adicionadas homogéneamente al hormigón, mortero o pasta. Se rigen por la norma UNE-EN 14889-2 y, según su forma física, se clasifican en:

Clase I: Micro fibras: < 0,30 mm de diámetro: a) mono-filamentosas, y b) fibrilosas.

Clase II: Macro fibras: > 0,30 mm de diámetro.

Las macro-fibras pueden colaborar estructuralmente, siempre que su longitud esté comprendida entre 20 mm y 60 mm, y que la longitud de las fibras sea como mínimo 3 veces el tamaño máximo del árido.

Las micro-fibras se emplean para reducir la fisuración por retracción plástica del hormigón, especialmente en pavimentos y soleras, pero no pueden asumir ninguna función estructural. También se utilizan para mejorar el comportamiento frente al fuego, siendo conveniente en este caso que el número de fibras por kg sea muy elevado.

Además de por sus características físico-químicas, las micro-fibras se caracterizan por su frecuencia de fibra, que indica el número de fibras presentes en 1 kg, y que depende de la longitud de fibra y muy especialmente de su diámetro.

Fibras de vidrio resistentes a los álcalis

Este tipo de fibras podrán emplearse siempre que se garantice un comportamiento adecuado durante la vida útil del elemento estructural, en relación con los problemas potenciales de deterioro de este tipo de fibras como consecuencia de la alcalinidad del medio.

La fibra de vidrio se emplea habitualmente para la fabricación de mortero reforzado con fibra, conocido como GRC por sus siglas en inglés, en cuya composición entra solo árido fino, generalmente arena silícea, y no árido grueso.

Dado que los HRF pueden experimentar importantes reducciones de resistencia y tenacidad debido a la exposición al medio ambiente, se deberán tomar las medidas adecuadas tanto sobre la fibra como sobre la matriz cementícea para su protección.

Se permite el empleo de mezclas de fibras de distinta naturaleza y/o tamaño, denominándose hormigones reforzados con mezclas de fibras. Estas combinaciones se han mostrado eficaces para mejorar las prestaciones del hormigón, obteniéndose efectos de sinergia entre los distintos tipos de fibra combinados. Esta combinación no se aconseja en el caso de las fibras de vidrio.

4.1.1. Hormigones

4.1.1.1. Composición

Cuando las fibras utilizadas sean metálicas, el ion cloruro total aportado por los componentes no excederá del 0,4% del peso del cemento.

4.1.1.2. Condiciones de calidad

Cuando se utilicen fibras, se incluirá entre las condiciones o características de calidad exigidas al hormigón en el pliego de prescripciones técnicas particulares, la longitud máxima de las fibras.

Cuando las fibras tengan función estructural, se incluirán asimismo los valores de resistencia característica residual a tracción por flexión $f_{R,1,k}$ y $f_{R,3,k}$, de acuerdo con lo especificado en el apartado 6.1 de este anexo.

Cuando se utilicen fibras con otras funciones, se especificarán los métodos para verificar la adecuación de las fibras a tal fin.

4.1.1.3. Características mecánicas

La resistencia del hormigón a flexotracción, a los efectos de este Código, se refiere a la resistencia de la unidad de producto o amasada y se obtiene a partir de los resultados de ensayo de rotura a flexotracción, en número igual o superior a tres, realizados sobre probetas prismáticas de ancho igual a 150 mm altura igual a 150 mm y longitud total entre 550 y 700 mm, de 28 días de edad, fabricadas, conservadas y ensayadas de acuerdo con la norma UNE-EN 14651. La distancia entre puntos de soporte deberá ser de 500 mm.

Cuando el elemento a diseñar tenga un canto inferior a 12,5 cm, o cuando el hormigón presente endurecimiento a flexión con resistencia residual a flexotracción f_{R1} superior a la resistencia a tracción f_{ct} , se recomienda que las dimensiones de la probeta y el método de preparación, se adapten para simular el comportamiento real de la estructura, y el ensayo se realice en probetas no entalladas.

Para elementos estructurales con un comportamiento sustancialmente diferente al de la viga, pueden utilizarse otros tipos de ensayos alternativos que sean más representativos de la respuesta del material, siempre y cuando vengan contrastados por una campaña experimental concluyente. Cuando la desviación entre los resultados de una misma unidad de producto sobreponse ciertos límites, debe realizarse una verificación del proceso seguido a fin de conceder representatividad a los mismos.

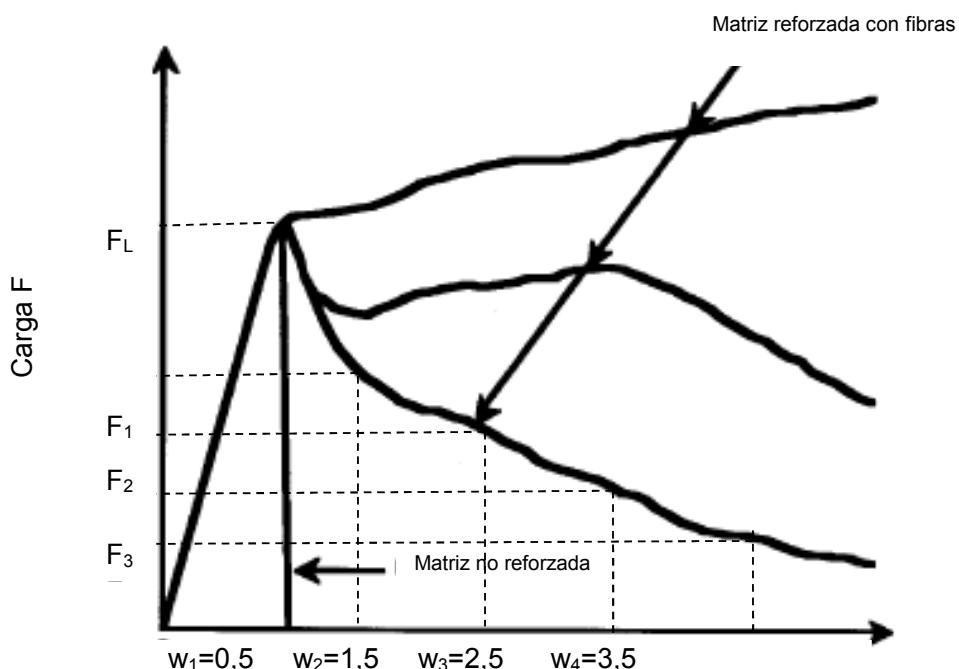
Al efecto de asegurar la homogeneidad de una misma unidad de producto, el recorrido relativo de un grupo de tres probetas (diferencia entre el mayor resultado y el menor, dividida por el valor medio de las tres), tomadas de la misma amasada, no podrá exceder el 35%.

Los criterios planteados en el Código para obtener el valor de la resistencia a tracción f_{ct} , a partir de los resultados del ensayo de tracción indirecta, son válidos siempre que se refieran al límite de proporcionalidad.

En solicitudes de compresión, el diagrama tensión-deformación del hormigón con fibras no se modifica respecto al del articulado, ya que se puede considerar que la adición de las fibras no varía de forma significativa el comportamiento del hormigón en compresión.

Del ensayo propuesto en la norma UNE-EN 14651 se obtiene el diagrama carga-abertura de fisura del hormigón (figura A7.4.1). A partir de los valores de carga correspondiente al límite de proporcionalidad (F_L) y a las aberturas de fisura 0,5 mm y 2,5 mm (F_1 y F_3 respectivamente), se obtiene el valor de resistencia a flexotracción ($f_{ct,fl}$) y los valores de resistencia residual a flexotracción correspondientes, $f_{R,1}$ y $f_{R,3}$.

El cálculo de los valores de resistencia a flexotracción y de resistencia residual a flexotracción según la citada norma UNE-EN 14651, se realiza asumiendo una distribución elástico lineal de tensiones en la sección de rotura.



Abertura de fisura

Figura A7.4.1 Diagrama tipo carga apertura de fisuras

A partir de estos valores se determinará el diagrama de cálculo a tracción según lo indicado en el apartado 6.1.1 de este anexo. También se podrán incorporar otros diagramas que definen las ecuaciones constitutivas de forma directa, siempre y cuando los resultados vengan avalados por campañas concluyentes de tipo experimental y bibliografía especializada.

Alternativamente, se puede emplear la resistencia a fisuración, tenacidad y resistencia residual a tracción del hormigón reforzado con fibras, propiedades obtenidas de acuerdo a la norma UNE-EN 14651. Se puede asimismo emplear la norma UNE 83515 en sustitución de la norma UNE-EN 14651, previa calibración de las correlaciones entre ambos ensayos para el hormigón de obra. También se admite la adopción de probetas con otras formas y dimensiones, así como la simplificación del procedimiento de ensayo, siempre y cuando estas modificaciones hayan sido validadas mediante comprobación experimental propia o con base en la literatura. El recorrido relativo de un grupo de probetas (diferencia entre el mayor resultado y el menor, dividida por el valor medio), tomadas de la misma amasada, no podrá exceder del 35%.

Tal y como indica la figura A7.4.2 del ensayo propuesto en la norma UNE 83515, se obtiene el diagrama que relaciona la carga aplicada y el desplazamiento circunferencial total del hormigón (TCOD). A partir de los valores de carga correspondiente a la carga de fisuración (P_f), se puede estimar el valor de resistencia a tracción (f_{ct}). Asimismo, se pueden obtener resistencias residuales a tracción (f_{ctRx}) correspondientes a una determinada deformación circunferencial (R_x).

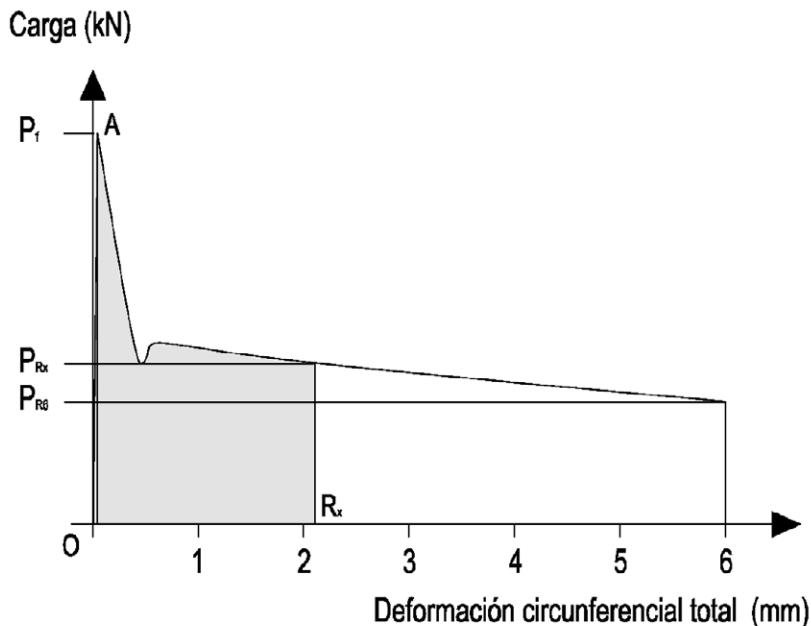


Figura A7.4.2 Diagrama tipo carga – desplazamiento circunferencial total (mm)

Existe bibliografía específica que permite correlacionar los resultados de los ensayos realizados con las normas UNE-EN 14651 y UNE 83515 para hormigones con distintos tipos de fibras. Asimismo, se pueden establecer correlaciones experimentales entre ambos ensayos con el fin de emplear el ensayo UNE 83515 (con control de la apertura circunferencial de fisura o desplazamiento vertical del actuador). Estas correlaciones deberán ser estadísticamente representativas y orientadas a su uso durante el control de calidad.

4.1.1.4. Valor mínimo de la resistencia

Para que el hormigón con fibras pueda ser considerado con función estructural, la resistencia característica residual a tracción por flexión $f_{R,1,k}$ no será inferior al 40 % del límite de proporcionalidad y $f_{R,3,k}$ no será inferior al 20 % del límite de proporcionalidad (véase apartado 33.4 de este Código).

4.1.1.5. Docilidad del hormigón

El empleo de fibras en hormigón puede provocar una pérdida de docilidad, cuya magnitud será función del tipo y longitud de la fibra empleada, así como de la cuantía de fibras dispuesta. Este factor debe considerarse especialmente al solicitar la consistencia del hormigón en el caso de adición de fibras en obra.

En el caso de hormigones con fibras, se recomienda que la consistencia del hormigón no sea inferior a 9 cm de asiento en el cono de Abrams (si bien depende del tipo de aplicación y sistema de puesta en obra). En caso contrario, el ensayo del cono de Abrams es poco adecuado y se recomienda ensayar la consistencia de acuerdo con los ensayos propuestos en la norma UNE-EN 12350-3.

En el caso de hormigones con fibras con condiciones de autocompactabilidad rige lo previsto en la tabla 33.5 b de este Código.

5 Durabilidad

5.1. Durabilidad

5.1.1. Durabilidad del hormigón y de las armaduras

5.1.1.1. Recubrimientos

El empleo de hormigón reforzado con fibras con función estructural hace innecesaria la utilización de la malla de reparto que exige el Código, a situar en medio de los recubrimientos superiores a 50 mm.

5.1.1.2. Empleo de hormigón reforzado con fibras

De forma general, se podrá emplear hormigón reforzado con fibras en todas las clases de exposición. En las clases de exposición XS2, XS3, XD2 y XF4, en el caso del empleo de fibras de acero al carbono deberá justificarse el uso mediante pruebas experimentales. Una alternativa viable es el empleo de aceros inoxidables, galvanizados o resistentes a la corrosión.

En caso de clases de exposición por ataques químicos al hormigón XA1, XA2 y XA3, las fibras de acero y sintéticas podrán emplearse previo estudio justificativo de la no reactividad de los agentes químicos con dichos materiales distintos del hormigón.

5.1.1.3. Resistencia del hormigón frente a la erosión

En general, el empleo de fibras de acero mejora la resistencia a la erosión.

6 Cálculo

6.1. Datos de los materiales para el proyecto

6.1.1. Características del hormigón

6.1.1.1. Tipificación de los hormigones

Los hormigones se tipificarán de acuerdo con el siguiente formato (lo que deberá reflejarse en los planos de proyecto y en el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto):

T – R / f-R1-(R3/R1) / C / TM-TF / A

donde:

<i>T</i>	Indicativo que será HMF en el caso de hormigón en masa, HAF en el caso de hormigón armado y HPF en el caso de hormigón pretensado
<i>R</i>	Resistencia característica a compresión especificada, en N/mm ²
<i>f</i>	Indicativo del tipo de fibras que será A en el caso de fibras de acero, P en el caso de fibras poliméricas y V en el caso de fibra de vidrio. En el caso de mezclas de fibras se incluirán dos o más letras indicativas
<i>R1,R3</i>	Resistencia característica residual a flexotracción especificada $f_{R,1,k}$ y $f_{R,3,k}$ en N/mm ²
<i>(R3/R1)</i>	Relación $f_{R,3,k}/f_{R,1,k}$
<i>C</i>	Letra inicial del tipo de consistencia, o definición de autocompactabilidad en su caso, tal y como se define en el apartado 33.5. de este Código
<i>TM</i>	Tamaño máximo del árido en mm, definido en el apartado 30.3. de este Código

TF Longitud máxima de la fibra, en mm. En el caso de mezclas de fibras se incluirán dos o más números en el mismo orden que en *f*.

A Designación del ambiente, de acuerdo con el apartado 27.1 de este Código.

En cuanto a las resistencias residuales a flexotracción características especificadas, se recomienda utilizar la siguiente serie siempre que supere el valor mínimo exigido en el apartado 33.4 de este Código:

1,0 – 1,5 – 2,0 – 2,5 – 3,0 – 3,5 – 4,0 – 4,5 – 5,0 –

Las cifras indican las resistencias residuales a flexotracción características especificadas del hormigón a 28 días, expresada en N/mm².

Cuando las fibras no tengan función estructural, los indicativos R1 y R3 deberán sustituirse por "CR" en el caso de fibras para control de retracción, "RF" en el caso de fibras para mejorar la resistencia al fuego y "O" en otros casos.

En el caso de hormigones designados por dosificación se recomienda el siguiente formato:

T - D - G/f/CF/C/TM/A

Donde *D* significa hormigón designado por dosificación, *G* es el contenido de cemento en kg/m³ de hormigón y *CF* el contenido de fibra en kg/m³ de hormigón, prescrito por el peticionario. El resto de los parámetros tiene el significado indicado más arriba. En este caso, deberá garantizarse que el tipo, dimensiones y características de las fibras coincidan con los indicados en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

6.1.1.2. Resistencia de cálculo del hormigón

Se considerarán como resistencias residuales a flexotracción de cálculo del hormigón, $f_{R,1,d}$ y $f_{R,3,d}$, el valor de la resistencia característica de proyecto $f_{R,1,k}$ y $f_{R,3,k}$ correspondiente, dividido por un coeficiente parcial de seguridad y_c , que adopta los valores indicados en los Anexos 19 y 21. Es posible trabajar con resistencias residuales a tracción, siempre que se demuestre la validez experimental.

6.1.1.3. Diagrama tensión - deformación en tracción de cálculo del hormigón con fibras

Para el cálculo de secciones sometidas a solicitudes normales, en los Estados Límite Últimos se adoptará uno de los diagramas siguientes:

- Diagrama rectangular: De forma general, se aplicará el diagrama de la figura A7.6.1. caracterizado por la resistencia residual a tracción de cálculo $f_{ctR,d}$.

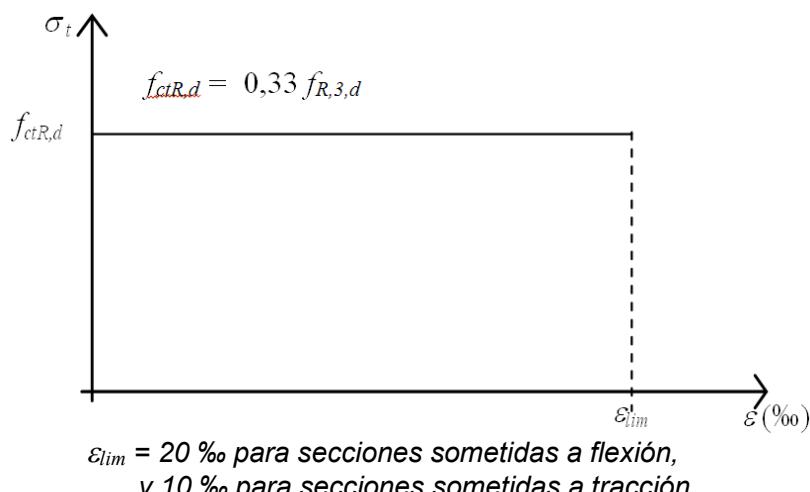


Figura A7.6.1 Diagrama de cálculo rectangular

- Diagrama multilineal: Para aplicaciones que exigen un cálculo ajustado, se propone el diagrama tensión (σ) - deformación (ε) de la figura A7.6.2, definido por una resistencia a tracción de cálculo $f_{ct,d}$ y de las resistencias residuales a tracción de cálculo: $f_{ctR1,d}$, $f_{ctR3,d}$, asociadas a sendas deformaciones ε_1 y ε_2 en el régimen de post-pico, donde:

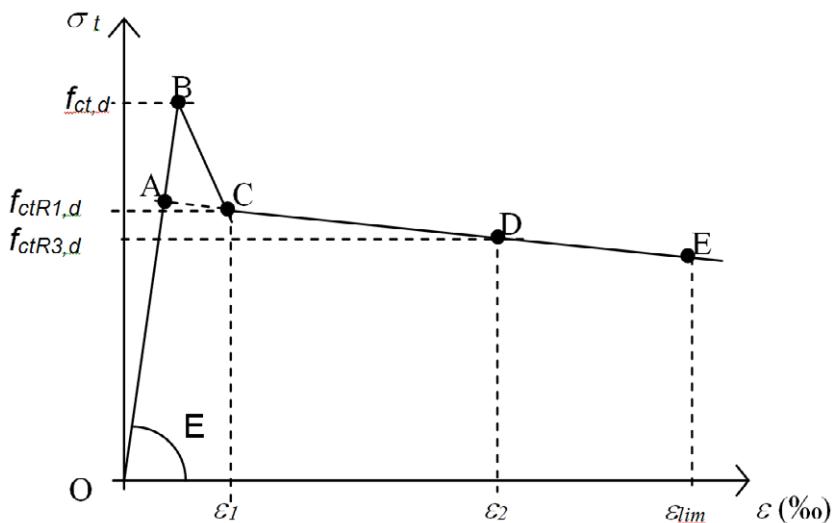


Figura A7.6.2 Diagrama de cálculo multilineal

f_L Carga correspondiente al límite de proporcionalidad

$$f_{ct,d} = 0,6 f_{ct,fL,d}$$

$$f_{ctR1,d} = 0,45 f_{R,1,d}$$

$$f_{ctR3,d} = k_1 (0,5 f_{R,3,d} - 0,2 f_{R,1,d})$$

k_1 = 1 para secciones sometidas a flexión y 0,7 para secciones sometidas a tracción

$$\varepsilon_1 = 0,1 + 1000 * f_{ct,d} / E_{c,0}$$

$$\varepsilon_2 = 2,5/l_{cs}$$

ε_{lim} = 20 % para secciones sometidas a flexión y 10 % para secciones sometidas a tracción

l_{cs} Longitud crítica (en metros) del elemento calculado que puede determinarse por la expresión:

$$l_{cs} = \min (s_m, h - x)$$

siendo: x = profundidad del eje neutro

$h - x$ = distancia del eje neutro al extremo más traccionado

s_m = distancia media entre fisuras. Salvo que se disponga de datos justificados se podrá utilizar para s_m los valores de la tabla A7.6.1.

Tabla A7.6.1 Valores de referencia para s_m

Elementos sin armadura tradicional, o poco armados y hormigón de fibras con comportamiento a flexión con ablandamiento ($f_{R,1} < f_L$ y $f_{R,2} < f_L$)	H (canto de la pieza)
Hormigón de fibras armado, con $f_{R,3,d} < 2 \text{ kN/mm}^2$	s_m calculado de acuerdo con el Anexo 19

Elementos con hormigón de fibras con comportamiento a flexión con endurecimiento ($f_{R,1} > f_L$ y/o $f_{R,3} > f_L$)	Se determinará de forma experimental según lo indicado en el apartado 4.1.1.3. de este anexo
Otros casos	Se consultará la bibliografía especializada

Nota: De forma simplificada, se considerarán elementos poco armados aquellos cuya cuantía geométrica de armadura tradicional a tracción sea inferior al uno por mil.

El efecto del pico A-B-C puede ser importante cuando se aplique un análisis no lineal, especialmente para pequeñas deformaciones. En otros casos, para el cálculo en rotura puede utilizarse el diagrama bilineal simplificado, formado por las rectas correspondientes al tramo elástico O-A y la prolongación de la recta C-E hasta el punto A, e incluso considerando un comportamiento rígido con $E = \infty$.

Se aceptarán otros diagramas de cálculo siempre que los resultados con ellos obtenidos concuerden de manera satisfactoria con los correspondientes a los del diagrama rectangular indicado en la figura A7.6.1, o queden del lado de la seguridad.

Los diagramas constitutivos presentados son generales y cualquiera de estos puede ser empleado también para el cálculo en ELS adaptando para ello los coeficientes de seguridad parciales de los materiales al Estado Límite que se pretenda abordar.

De forma alternativa se puede emplear la siguiente formulación:

CASO I: Para el diseño en ELS de materiales con ablandamiento se propone el mismo diagrama usado para el hormigón en masa a tracción uniaxial hasta f_{ct} . En la rama residual (régimen fisurado) se aplica un diagrama bilineal (figura a).

La rama residual (BC) se describe analíticamente como:

$$\frac{\sigma - f_{ct}}{0.2f_{ct} - f_{ct}} = \frac{\varepsilon - \varepsilon_p}{\varepsilon_Q - \varepsilon_p} \text{ para } \varepsilon_p \leq \varepsilon \leq \varepsilon_c$$

$$\text{con } \varepsilon_Q = \frac{G_F}{l_{cs}f_{ct}} + \left(\varepsilon_p - \frac{0.8f_{ct}}{E_c} \right)$$

donde G_F representa la energía de fractura del hormigón en masa.

CASO II: Material con endurecimiento (figura b), la rama residual (BD) se describe analíticamente como:

$$\frac{\sigma - f_{ct}}{f_{Ftsd} - f_{ct}} = \frac{\varepsilon - \varepsilon_p}{\varepsilon_{SLS} - \varepsilon_p} \text{ para } \varepsilon_p \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{SLS}$$

CASO III: Material con endurecimiento (figura c), la rama AD se define de acuerdo con:

$$\frac{\sigma - \sigma_{A'}}{f_{Ftsd} - \sigma_{A'}} = \frac{\varepsilon - \varepsilon_{A'}}{\varepsilon_{SLS} - \varepsilon_{A'}} \text{ para } \varepsilon_p \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{SLS}$$

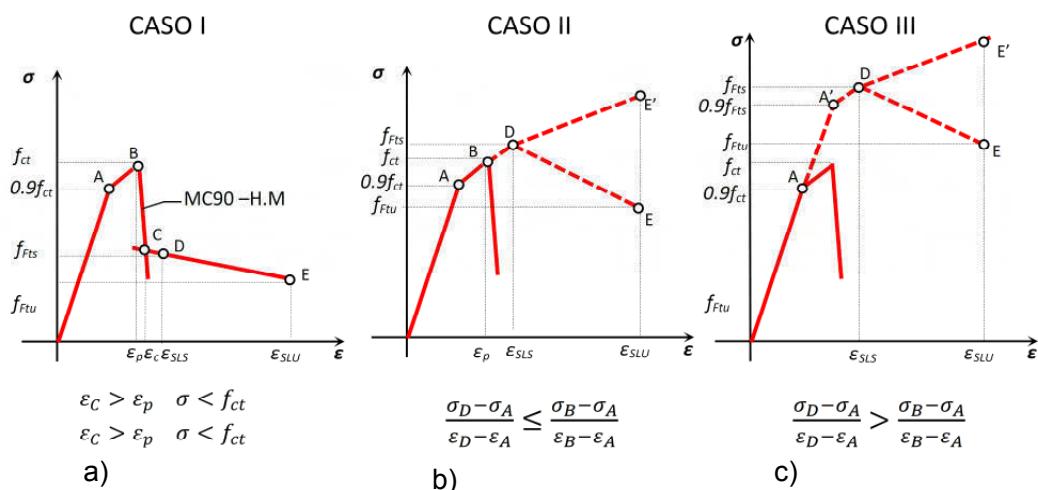


Figura A7.6.3

Las expresiones generales para la definición de la ecuación constitutiva son:

$$f_{ctm}=0,30(f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{Fts}=0,45f_{R1}$$

$$f_{Ftu}=k [f_{Fts}-(w_u/CMOD_3)(f_{Fts}-0,5f_{R3}+0,2f_{R1})]$$

$$\epsilon_{SLS}=CMOD_1/l_{cs}$$

$$\epsilon_{SLU}=w_u/l_{cs}=\min(\epsilon_{Fu}, 2,5/l_{cs}=2,5/y)$$

$$\epsilon_{Fu}=[20\% \text{ ablandamiento}; 10\% \text{ endurecimiento}]$$

6.1.1.4. Factor de orientación

En general, en el diseño se asume que la distribución de fibras en el hormigón es isotrópica, es decir, que las fibras se orientan de manera uniforme en todo el volumen. Con el fin de considerar distribuciones diferentes que tienen lugar en estructuras, se introduce un factor de orientación (K) que en el caso de distribución isotrópica toma un valor $K = 1,0$. Se entiende por factor de orientación K :

$$K = \frac{n}{th} = n \frac{A_f}{V_f A}$$

Donde n es el número real de fibras en una sección, th el número teórico de fibras en la sección, A_f el área de la sección transversal de una fibra, V_f la fracción volumétrica de fibras y A el área de la sección transversal de hormigón en la que se mide el valor de K .

Para efectos favorables, se podrá aplicar un factor $K < 1,0$ siempre que se verifique experimentalmente. Para efectos desfavorables, será necesario determinar y aplicar experimentalmente el factor $K > 1,0$. Cuando se emplea $K < 1,0$ en una dirección, el valor de K en la otra dirección también se deberá comprobar.

Se podrán realizar ensayos específicos para determinar el efecto de la orientación de las fibras debido al hormigonado y la compactación en estructuras, usando elementos representativos del comportamiento del hormigón en las estructuras.

En la orientación y distribución de las fibras tienen influencia notable los efectos de borde y pared de encofrado, la forma del molde, el tiempo y energía de vibrado, y en el caso de los hormigones autocompactantes la dirección y distancia de avance del hormigón.

6.1.1.5. Fluencia del hormigón

En el empleo de fibras sintéticas para uso estructural, el fabricante deberá aportar el coeficiente de fluencia del hormigón, mediante el contraste experimental de los resultados.

6.1.1.6. Coeficiente de Poisson

Las fibras individualmente, o como grupo, deberán tener un coeficiente de Poisson similar al del hormigón, si se quiere tener en cuenta el efecto red a nivel estructural.

6.2. Cálculos relativos a los Estados Límite Últimos

6.2.1. Estado Límite de Agotamiento frente a solicitudes normales

6.2.1.1. Hipótesis básicas

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones en las que las fibras desempeñen función estructural se efectuará considerando como diagrama de cálculo del hormigón a tracción alguno de los que se definen en los Anejos 19 y 21.

6.2.1.2. Dominios de deformación

Se consideran los mismos que para una estructura con hormigón convencional para secciones de hormigón con refuerzo mixto de armadura convencional y fibras. Para secciones de hormigón reforzado exclusivamente con fibras, la deformación máxima asociada al pivote A (10%) se aumentará hasta ε_{lim} (ver el apartado 6.1.1.3 de este anexo).

6.2.1.3. Efecto de confinamiento del hormigón

Las fibras con función estructural proporcionan al hormigón un efecto de confinamiento similar al de las armaduras transversales. Para cuantificar el efecto del confinamiento producido por las fibras debe consultarse la bibliografía especializada.

6.2.1.4. Flexión simple o compuesta

En aquellos casos en que se utilicen fibras con función estructural, solas o en combinación con armadura tradicional, se deberá cumplir la siguiente limitación:

$$A_p f_{pd} \frac{d_p}{d_s} + A_s f_{yd} + \frac{z_f}{z} A_{ct} f_{ctR,d} \geq \frac{W_1}{z} f_{ctm} + \frac{P}{z} \left(\frac{W_1}{A} + e \right)$$

donde:

$z_f A_{ct} f_{ctR,d}$ Contribución de las fibras

z_f Brazo mecánico de la tracción del hormigón

A_{ct} Área traccionada de hormigón

$f_{ctR,d}$ Resistencia residual a tracción de cálculo en el diagrama rectangular.

En el caso de secciones rectangulares con o sin armadura pasiva puede emplearse la siguiente relación simplificada, en la que no se precisa determinar el área traccionada de hormigón.

$$A_s f_{yd} + 0,4 A_c f_{ctR,d} \geq 0,04 A_c f_{cd}$$

Esta limitación se justifica como garantía para evitar la rotura frágil del hormigón. La acción de las armaduras tradicionales y de las fibras es complementaria en este aspecto, y por tanto, la limitación constituye una exigencia de contenido mínimo en fibras para elementos sin armaduras tradicionales, y

la posibilidad de reducir, e incluso eliminar, la exigencia de armaduras tradicionales mínimas en elementos con contenido suficiente de fibras estructurales.

Esta limitación no rige para losas apoyadas sobre el terreno. Asimismo, en elementos que trabajen predominantemente comprimidos y con flexiones reducidas en régimen de servicio tampoco rige esta limitación, debiéndose considerar esta solo si en alguna fase transitoria se producen estados de flexión que puedan conducir a la fisuración del elemento estructural.

Alternativamente a la expresión simplificada propuesta, de forma equivalente y para cualquier geometría de sección, se puede estimar la necesidad mínima de refuerzo, imponiendo que el Momento último (M_u), considerando la contribución de las fibras y de la armadura en forma de barras, si la hubiere, debe ser igual o superior al Momento de fisuración de la sección (M_{fis}).

$$M_u \geq M_{fis}$$

Para secciones rectangulares armadas solo con HRF, esta condición se traducirá en:

$$b \cdot h^2 / 6 \cdot f_{R3d} \geq b \cdot h^2 / 6 \cdot f_{ctm,fl} \text{ y, por tanto, } f_{R3d} \geq f_{ctm,fl}.$$

6.2.1.5. Tracción simple o compuesta

En el caso de secciones de hormigón sometidas a tracción simple o compuesta, provistas de dos armaduras principales y fibras, deberá cumplirse la siguiente limitación:

$$A_p f_{pd} + A_s f_{yd} + A_c f_{ctR,d} \geq 0,20 A_c f_{cd}$$

6.2.1.6. Cuantías geométricas mínimas

Los valores relativos a las cuantías geométricas mínimas (establecidas en el Anexo 19) que deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función del acero utilizado, se podrán reducir, en el caso de hormigones con fibras, en una cuantía mecánica equivalente:

$$A_c f_{ctRm}$$

donde A_c y f_{ctRm} son el área de la sección transversal de hormigón y la resistencia residual a tracción media del hormigón, respectivamente.

Este refuerzo se debe disponer con el fin de controlar el ancho de las fisuras que se forman a cortas edades, debido a los fenómenos térmicos producidos por las reacciones de hidratación y retracción, y no por acciones de tipo directo o indirecto. En este sentido, si bien el control de este tipo de fisuración viene influenciado por una multitud de factores (curado, régimen térmico e higrométrico del entorno, acción solar, entre otros), es sabido que el uso de la cuantía y tipo adecuados de fibras conduce a un control eficiente de la fisuración originada por estos motivos. Esta limitación no rige si el fabricante y/o suministrador de las fibras puede garantizar, mediante pruebas a escala real u otros ensayos, que su producto es adecuado para el control de este tipo de fisuración, para el elemento estructural a ejecutar y en las condiciones reales de obra.

6.2.2. Estado Límite de Agotamiento frente a cortante

6.2.2.1. Consideraciones generales

La contribución de las fibras se deberá tener en cuenta en la capacidad resistente de los tirantes.

6.2.2.2. Piezas de hormigón reforzado con fibras sin y con armadura de cortante

Cuando existan barras longitudinales dobladas que sean tenidas en cuenta en el cálculo como armadura de cortante, al menos un tercio de la resistencia a cortante deberá ser provista por la contribución de las fibras de acero o en su caso por la contribución conjunta de las fibras de acero y estribos verticales. En todo caso, la cuantía mínima de la armadura a cortante está establecida y se dispondrá tal como lo marca el Anexo 19.

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} + V_{fu}$$

donde:

V_{cu} Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante

V_{su} Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante

V_{fu} Contribución de las fibras de acero a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{fu} = 0,7 \xi \tau_{fd} b_0 d$$

donde:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \text{ con } d \text{ en (mm)} \text{ y } \xi \leq 2$$

τ_{fd} Valor de cálculo del incremento de la resistencia a cortante debido a las fibras, tomando el valor:

$$\tau_{fd} = 0,5 f_{ctR,d} (\text{N/mm}^2)$$

En el caso de secciones en T, se podría tener en cuenta la contribución de las alas a través de un coeficiente k_f multiplicador en la expresión de V_{fu} . Este coeficiente puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$k_f = 1 + n \cdot \left[\frac{b_f}{b_0} \right] \cdot \left[\frac{h_f}{d} \right] \text{ con } k_f \leq 1,5$$

donde:

h_f Altura de las alas en mm

b_f Ancho de las alas en mm

b_0 Ancho del alma en mm

$$n = \frac{b_f - b_w}{h_f} \leq 3 \text{ y } n \leq \frac{3 \cdot b_w}{h_f}$$

6.2.2.3. Armaduras transversales

La cuantía mínima de refuerzo a cortante, ya sea en forma de hormigón reforzado por fibras de acero y/o estribos verticales, debe cumplir la relación:

$$V_{su} + V_{fu} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} b_0 d$$

6.2.2.4. Armaduras longitudinales

En el caso de estructuras de hormigón reforzado con fibras con función estructural, en lugar de V_{su} , deberá considerarse ($V_{su} + V_{fu}$) en las expresiones del articulado.

6.2.2.5. Rasante entre alas y alma de una viga

Experimentalmente se ha comprobado, que las fibras con función estructural pueden contribuir de forma significativa a resistir el esfuerzo rasante ala-alma. Para considerar esta contribución, deberá basarse en campañas experimentales concluyentes o en publicaciones científicas avaladas.

6.2.3. Estado Límite de Agotamiento frente a punzonamiento

6.2.3.1. Losas de hormigón reforzado con fibras

Las fibras pueden mejorar la resistencia a punzonamiento. Una primera aproximación es considerar su contribución a partir de una tensión resistente en la superficie crítica equivalente a:

$$\tau_{fd} = 0,5 f_{ctR,d} \quad (\text{N/mm}^2)$$

No obstante, este valor puede ser significativamente mayor, debiéndose demostrar experimentalmente si se pretende utilizar.

6.2.4. Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo rasante en juntas entre hormigones

6.2.4.1. Disposiciones relativas a las armaduras

Solo se considerará que las fibras contribuyen a la resistencia al deslizamiento cuando se trate de juntas encastilladas transversalmente donde las dimensiones de las llaves sean comparables a la de la propia fibra.

7 Ejecución

7.1. Ejecución

7.1.1. Procesos de elaboración, armado y montaje de armaduras

7.1.1.1. Anclaje de las armaduras pasivas. Generalidades

Las fibras mejoran las características de anclaje, en el caso de empleo conjunto con armaduras pasivas y activas, lo cual puede ser utilizado en los cálculos de este anexo siempre que vengan avalados por ensayos experimentales que así lo justifiquen.

7.1.2. Elaboración y puesta en obra del hormigón

7.1.2.1. Fabricación del hormigón

7.1.2.1.1. Dosificación de materiales componentes

7.1.2.1.2. Agua

El aumento de la consistencia debido al uso de las fibras debe ser compensado siempre con la adición de aditivos reductores de agua, sin modificar la dosificación prevista de agua.

7.1.2.1.3. Fibras

La efectividad de los distintos tipos de fibras puede variar mucho, por ello, se recomienda designar el hormigón por propiedades y definir el tipo y dosificación de fibras en los ensayos previos.

La selección del tipo y dosificación de las fibras dependerá de su efectividad y de su influencia en la consistencia del hormigón. La longitud máxima cumplirá las condiciones estipuladas en este anexo. El aumento de la esbeltez de las fibras y el empleo de altas dosificaciones, conlleva un aumento de su eficiencia mecánica, pero puede provocar un descenso de la consistencia y un mayor riesgo de formación de bolas de fibras que se segregan del hormigón (erizos).

La dosificación de las fibras se hará en peso, empleando básculas y escalas distintas de las utilizadas para los áridos. En el caso de empleo de dosificadores automáticos, los mismos deberán estar tarados con la frecuencia que determine el fabricante. La tolerancia en peso de fibras será del ± 3 por 100.

7.1.2.2. **Equipos de amasado**

La comprobación de la homogeneidad de la mezcla producida por una amasadora fija o móvil, deberá incluir la verificación de que la diferencia máxima tolerada entre los resultados de contenido en fibras obtenido según norma UNE-EN 14721 y UNE-EN 14488-7 de dos muestras tomadas de la descarga del hormigón (a 1/4 y 3/4 de la descarga) sea inferior al 10%.

7.1.2.3. **Amasado del hormigón**

El amasado es una fase crítica de los hormigones con fibras, por el riesgo de enredo de las fibras formando erizos. Este riesgo se reduce con una buena dosificación con suficiente contenido de árido fino, pero aumenta con un transporte excesivamente largo y especialmente cuando el contenido en fibras es elevado y estas son muy esbeltas. El orden de llenado también puede ser decisivo. Como norma general, las fibras se incorporarán junto con los áridos. Preferentemente, el árido grueso al inicio del amasado, desaconsejándose la introducción de las fibras como primer componente de la mezcla.

Cuando se prevea un transporte largo, puede plantearse la adición de las fibras en obra. Para ello, se debe prever un hormigón suficientemente fluido para facilitar el camino de las fibras hasta el fondo de la cuba, y disponer de un sistema de dosificación en obra que garantice la precisión indicada en el apartado 51.2.3 de este Código. El vertido de las fibras se debe realizar lentamente (entre 20 y 60 kg por minuto en el caso de fibras de acero) con la cuba girando a su máxima velocidad, hasta garantizar la distribución homogénea de las fibras en la masa del hormigón.

7.1.2.4. **Suministro del hormigón**

En la hoja de suministro deberán figurar los siguientes datos:

- Especificación del hormigón: designación de acuerdo con el apartado 33.6. de este Código.
- Material, tipo, dimensiones (longitud, características de la sección y diámetro equivalente, esbeltez), características de las formas (conformadas en extremos, onduladas, etc.) de las fibras.
- Contenido de fibras en kilos por metro cúbico (kg/m^3) de hormigón, con una tolerancia de $\pm 3\%$.

La relación de las características de las fibras podrá ser sustituida por una referencia a la designación comercial completa de las mismas, y soportada por una ficha técnica previamente aceptada por la dirección facultativa y disponible en el libro de obra.

7.1.2.5. **Puesta en obra del hormigón**

7.1.2.5.1. **Vertido y colocación del hormigón**

El vertido y colocación debe realizarse de modo que no precise transporte adicional del hormigón en obra. Deben evitarse interrupciones del hormigonado, ya que estas podrían ocasionar discontinuidades en la distribución de las fibras.

Cuando la colocación en obra se realiza mediante tolva, el diámetro de la boca de descarga debe ser superior a 30 cm para facilitar el vertido.

7.1.2.5.2. **Compactación del hormigón**

Debido a que el uso de fibras reduce la docilidad del hormigón, se necesitará una mayor energía de compactación. Sin embargo, la respuesta a la vibración del hormigón de fibras es mejor que la de un hormigón tradicional, por lo que para un mismo asiento en el cono de Abrams se requiere menor tiempo de vibrado.

La compactación origina una orientación preferencial de las fibras. En general, estas tienden a colocarse paralelas a la superficie encofrada, especialmente si se aplican vibradores de superficie. Este efecto es solo local pero puede ser importante en elementos de poco espesor.

El uso de vibradores internos puede generar zonas con exceso de pasta y pocas fibras en la zona donde se ha dispuesto el vibrador, así como cierta orientación en el sentido tangencial al diámetro externo del vibrador.

8 Control

8.1. Control de la conformidad de los productos

8.1.1. Criterios específicos para la comprobación de la conformidad de los materiales componentes del hormigón

8.1.1.1. Otros componentes del hormigón

8.1.1.1.1. Especificaciones

Son las establecidas en los Artículos 31 y 32 del Código Estructural más las que puedan contenerse en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

8.1.1.1.2. Ensayos

Antes de comenzar la obra, se comprobará el efecto de las fibras mediante los ensayos previos del hormigón citados en el Anejo 13 del Código Estructural. Como consecuencia de lo anterior, se seleccionarán las marcas, tipos y dosificación de fibras admisibles en la obra. La continuidad de la composición y de las características será garantizada por el fabricante correspondiente.

Durante la ejecución de la obra se vigilará que las fibras utilizadas sean precisamente las aceptadas según el párrafo anterior.

La dirección facultativa, cuando lo considere necesario en la ejecución de la obra, podrá requerir la comprobación de las condiciones exigidas a las fibras.

8.1.1.1.3. Criterios de aceptación o rechazo

El incumplimiento de alguna de las especificaciones, será condición suficiente para calificar las fibras como no aptas para los hormigones.

Cualquier posible modificación de la marca, el tipo o la dosificación de las fibras que se vayan a utilizar, respecto a lo aceptado en los ensayos previos al comienzo de la obra, implicará su no utilización, hasta que tras la realización con dichas modificaciones de los ensayos previstos en el Anejo 13 del Código Estructural, la dirección facultativa autorice su aceptación y empleo en la obra.

8.1.2. Control del hormigón

El control de la calidad del hormigón de fibras incluirá, además del control especificado en el articulado, el del tipo y contenido de fibras, y en caso de fibras con función estructural, el de su resistencia residual, según el método que establezca el pliego.

8.1.2.1. Criterios generales para el control de la conformidad de un hormigón

Cuando las fibras tengan función estructural, los ensayos incluirán, además de los especificados en el articulado, el ensayo de tres probetas por cada amasada utilizada para control, de acuerdo con la norma UNE-EN 14651, para determinar los valores de la resistencia residual a flexotensión $f_{R,1,m}$ y $f_{R,3,m}$ a los 28 días de edad. Alternativamente, el autor del proyecto o la dirección facultativa pueden indicar el

empleo de la norma UNE 83515. En cada amasada se determinará también el contenido en fibras según la norma UNE-EN 14721 o UNE-EN 14488-7.

Cuando, de acuerdo con lo especificado en el apartado 33.3 del Código Estructural, se seleccionen otros tipos de ensayos alternativos para el control de la resistencia residual a flexotracción del hormigón, estos deberán venir contrastados por una campaña experimental concluyente. La dirección facultativa fijará previamente los valores de referencia a obtener durante los ensayos y los criterios de aceptación y rechazo.

De acuerdo con lo indicado en la parte de materiales de este anexo, la dirección facultativa podrá valorar, bajo su responsabilidad, el empleo de otros procedimientos que faciliten el control. Puede ser el caso del ensayo MDPT o multidireccional de doble punzonamiento, realizado sobre probeta cúbica de 15x15x15 cm para el control de la resistencia residual o el método de inducción magnética para el control del contenido de fibras metálicas (y orientación). Finalmente, se podrán realizar conteos para conocer el contenido y orientación de las fibras.

8.1.2.2. Realización de los ensayos

En caso de hormigones de fibras de consistencia inferior a 9 cm de asiento en el cono de Abrams, se recomienda utilizar como método de control de la consistencia otros métodos, como el consistómetro Vebe de acuerdo con la norma UNE-EN 12350-3 o el cono invertido de acuerdo con UNE 83503.

8.1.2.2.1. Ensayos de resistencia del hormigón

Antes del comienzo del hormigonado es necesaria la realización de ensayos previos o ensayos característicos, los cuales se describen en el Anejo 13 del Código Estructural.

Cuando exista experiencia, bien documentada y suficiente, tanto en materiales, incluido el tipo y marca comercial de las fibras previstas, como en dosificación y medios (por ejemplo las centrales de hormigón preparado), podrán realizarse únicamente los ensayos de control.

8.1.2.2.2. Control de la resistencia del hormigón al 100 por 100

Los criterios de definición de lotes coincidirán con lo especificado en el articulado.

El control de la resistencia residual según la norma UNE-EN 14651 o según UNE 83515, se realizará sobre 2 amasadas por lote. De estas amasadas, se hará el control del contenido en fibras según las normas UNE-EN 14721 o UNE-EN 14488-7.

Cuando el resultado del control de contenido en fibras en una amasada del lote, fuera inferior en un 10 % al valor estipulado, se ampliará el control de resistencia residual a flexotracción a todas las amasadas sobre las que se tomen muestras para determinar la resistencia a compresión.

El análisis de resultados y los estimadores a emplear para obtener los valores característicos correspondientes, a partir de los resultados de los ensayos, serán los mismos que los expuestos en el articulado para la resistencia a compresión.

8.1.2.2.3. Control indirecto de la resistencia del hormigón

No se permite la aplicación de este tipo de control para los hormigones de fibras con función estructural.

8.1.2.3. Decisiones derivadas del control

Cuando en un lote de obra sometida a control de resistencia, sea $f_{R,j,est} \geq f_{R,j,k}$, tal lote se aceptará.

Si resultase $f_{R,j,est} < f_{R,j,k}$, a falta de una explícita previsión del caso en el pliego de prescripciones técnicas particulares de la obra y sin perjuicio de las sanciones contractuales previstas por el Código, se procederá como sigue:

- Si $f_{R,j,est} \geq 0,9 f_{R,j,k}$, el lote se aceptará.

- Si $f_{R,j,est} < 0,9 f_{R,j,k}$, se procederá a realizar, por decisión de la dirección facultativa o a petición de cualquiera de las partes, los estudios o ensayos complementarios pertinentes.

Si se detectara alguna variación en el aspecto, dimensiones o forma de las fibras se deberán volver a realizar los ensayos previos.

8.1.2.4. Ensayos de información complementaria del hormigón

La extracción de testigos, realizada de conformidad con lo indicado en los Capítulos 12, 13 y 14 del Código Estructural conduce a probetas cilíndricas sobre las que no pueden aplicarse los ensayos de referencia para la determinación de las características mecánicas a flexotracción del hormigón de fibras. Dado que esta verificación no podrá realizarse, pueden ser sustituidos por otros ensayos que permitan estimar la tenacidad del hormigón como, por ejemplo, el ensayo Barcelona o alternativamente el ensayo MDPT, ambos bajo la configuración de doble punzonamiento.

8.2. Control de la ejecución

8.2.1. Criterios generales para el control de la ejecución

En el apartado 63.2 de este Código se incluirán las siguientes unidades de inspección, específicas de los hormigones de fibras:

- Tipos de fibras empleados tras el control de contenido en fibras.
- Condiciones de almacenamiento de las fibras.
- Método de añadir las fibras a la mezcla.

Los tamaños máximos de estas unidades de inspección anteriores se establecerán en el correspondiente proyecto, en función de las características de la obra.

8.2.2. Ensayos previos y característicos del hormigón

8.2.2.1. Ensayos previos

En el caso de hormigones con fibras, los ensayos previos toman especial importancia para la definición de las fibras a emplear y de su dosificación.

Cuando las fibras tengan función estructural, los ensayos previos incluirán la fabricación de al menos cuatro series de probetas procedentes de amasadas distintas, de seis probetas cada una, para ensayo a los 28 días de edad, por cada dosificación que se desee establecer, y se operará de acuerdo con la norma UNE-EN 14651 para determinar los valores medios de la resistencia residual a flexotracción:

$$f_{R,1,m} \text{ y } f_{R,3,m}$$

Para definir los valores de resistencia a obtener en los ensayos previos, cuando no se conozca el valor del coeficiente de variación de este ensayo, a título meramente informativo, puede suponerse que:

$$f_{R,j,k} = 0,7 f_{R,j,m}$$

mientras que en los casos de elementos solicitados a flexión, en los que se conozca el coeficiente de variación, el valor característico de tensión residual puede calcularse a través de:

$$f_{R,j,k} = \left(1 - \frac{0,85 \alpha CV_{R,j}}{h^{0,32} l_{fis}^{0,48}} \right) f_{R,j,m} \leq 0,85 f_{R,j,m}$$

donde:

h es la altura del elemento en mm, la cual debe asumirse siempre menor o igual a 300 mm

l_{fis} es la menor de las dimensiones diferentes de la altura o la mínima longitud de las líneas de rotura formadas, ambas en mm, asumiéndose siempre valores menores o iguales a 2000 mm

$CV_{R,j}$ es el coeficiente de variación del ensayo de flexotracción de la norma UNE-EN 14651 en tanto por uno, el cual debe asumirse siempre mayor o igual a $0,115 \cdot \alpha'$

α' es el coeficiente estadístico relacionado con el grado de incertidumbre en la estimación de $CV_{R,j}$ en función del número de probetas ensayadas, tal y como muestra la tabla A7.1

α es el parámetro relacionado la confianza a respecto del valor de $CV_{R,j}$, el cual puede asumirse igual a 1 cuando se conozca la dispersión típica del material en el ensayo de la norma UNE-EN 14651 o igual α' si se desconoce dicha dispersión, pero se dispone de resultados experimentales.

- Para elementos tipo viga, l_{fis} coincide con el ancho (b) mientras que para elementos planos l_{fis} , será la longitud mínima de las fisuras principales de flexión, y que pueden determinarse mediante criterios de cálculo plástico.
- En el caso que no se conozca el valor de CV, puede asumirse CV = 25%.

Tabla A7.1 Valores de referencia para α'

Nº de probetas ensayadas	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
α'	2,05	1,60	1,42	1,33	1,22	1,17	1,07	1,05	1,00

8.2.2.2. Ensayos característicos de resistencia

Cuando las fibras tengan función estructural, los ensayos incluirán, además de los especificados en el articulado, el ensayo de tres probetas por amasada de acuerdo con la norma UNE-EN 14651 para determinar los valores de la resistencia residual a flexotracción $f_{R,1,m}$ y $f_{R,3,m}$ a los 28 días de edad. En cada amasada de este tipo, se determinará también el contenido en fibras según la norma UNE-EN 14721 o UNE-EN 14488-7.

El análisis de resultados y los estimadores a emplear para obtener los valores característicos correspondientes a partir de los resultados de los ensayos, serán los mismos expuestos en el articulado para la resistencia a compresión.

ANEJO 8**Recomendaciones para la utilización de hormigón con áridos ligeros****Contenidos del capítulo**

- 1 INTRODUCCIÓN.**
- 2 ALCANCE.**
- 3 BASES DE PROYECTO.**
- 4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.**
 - 4.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.**
- 5 PROPIEDADES TECNOLÓGICAS DE LOS MATERIALES.**
 - 5.1 MATERIALES.**
 - 5.1.1 Áridos.**
 - 5.1.1.1 Generalidades.
 - 5.1.1.2 Designación de los áridos.
 - 5.1.1.3 Tamaños máximo y mínimo de un árido.
 - 5.1.1.4 Granulometría de los áridos.
 - 5.1.1.5 Forma del árido grueso.
 - 5.1.1.6 Requisitos físico-mecánicos.
 - 5.1.2 Hormigones.**
 - 5.1.2.1 Composición.
 - 5.1.2.2 Valor mínimo de la resistencia.
 - 5.1.2.3 Docilidad del hormigón.
 - 6 DURABILIDAD.**
 - 6.1 DURABILIDAD.**
 - 6.1.1 Durabilidad del hormigón y de las armaduras.**
 - 6.1.1.1 Prescripciones respecto a la calidad del hormigón.
 - 6.1.1.2 Recubrimientos.
 - 6.1.1.3 Durabilidad del hormigón.
 - 6.1.1.4 Requisitos de dosificación y comportamiento del hormigón.
 - 6.1.1.5 Limitaciones a los contenidos de agua y cemento.
 - 6.1.1.6 Resistencia del hormigón frente a la erosión.
 - 7 CÁLCULO.**
 - 7.1 DATOS DE LOS MATERIALES PARA EL PROYECTO.**
 - 7.1.1 Características del hormigón.**
 - 8 EJECUCIÓN.**
 - 8.1 PROCESOS DE ELABORACIÓN, ARMADO Y MONTAJE DE LAS ARMADURAS PASIVAS.**
 - 8.1.1 Criterios generales para los procesos de ferralla.**
 - 8.1.1.1 Doblado.
 - 8.1.2 Armado de la ferralla.**
 - 8.1.2.1 Distancia entre barras de armaduras pasivas.
 - 8.1.3 Criterios específicos para el anclaje y empalme de las armaduras.**
 - 8.1.3.1 Anclaje de las armaduras pasivas.
 - 8.2 FABRICACIÓN Y SUMINISTRO DEL HORMIGÓN.**
 - 8.2.1 Fabricación del hormigón.**
 - 8.2.1.1 Dosificación de materiales componentes.
 - 8.2.1.2 Amasado del hormigón.
 - 8.2.2 Transporte y suministro del hormigón.**
 - 8.2.2.1 Transporte del hormigón.
 - 8.2.3 Puesta en obra del hormigón.**
 - 8.2.3.1 Compactación del hormigón.

1. Introducción

Las prescripciones y requisitos incluidos en el articulado de este Código se refieren al empleo de áridos de densidad normal, por lo que es necesario establecer recomendaciones diferentes o complementarias cuando se emplean áridos ligeros para producir hormigones estructurales.

Se puede obtener una amplia gama de densidades y propiedades mecánicas teniendo en cuenta que, la sustitución de árido de densidad normal por árido ligero, puede hacerse en forma parcial, remplazando solamente la fracción gruesa del árido, o total, remplazando también la arena por árido fino ligero.

Para distinguir el hormigón ligero del convencional, a los parámetros tenso-deformacionales del hormigón se les añade un subíndice “l”.

2. Alcance

Se define, a los efectos de este anexo, como hormigón con áridos ligeros (HL) aquel hormigón de estructura cerrada, cuya densidad aparente, medida en condición de seco hasta peso constante, es inferior a 2.000 kg/m^3 , pero superior a 1.200 kg/m^3 y que contiene una cierta proporción de árido ligero, tanto natural como artificial. Se excluye a los hormigones celulares, tanto de curado estándar como curados en autoclave.

Es importante resaltar que la densidad aparente (o peso unitario) en el estado fresco es superior al del hormigón de árido normal y depende del grado de saturación del árido ligero y del contenido de agua de amasado.

3. Bases de proyecto

Son aplicables las bases establecidas en el articulado del Código Estructural.

4. Análisis estructural

4.1 Análisis estructural

Son aplicables los principios y métodos de cálculo establecidos en el articulado del Código Estructural.

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón con árido ligero depende de las características del árido empleado en su fabricación, con un amplio rango que varía entre $4 \cdot 10^{-6}$ y $14 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$. En caso de ausencia de datos y para el análisis estructural, se podrá tomar un valor promedio de $8 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$. A este respecto, no es necesario tener en cuenta las diferencias existentes entre el acero de la armadura y el hormigón con árido ligero.

5. Propiedades tecnológicas de los materiales

5.1 Materiales

5.1.1 Áridos

5.1.1.1 Generalidades

Los áridos ligeros deben tener marcado CE (conforme a la norma UNE-EN 13055-1).

Existen muchos tipos diferentes de áridos ligeros, tanto naturales como artificiales, aptos para producir hormigones con áridos ligeros.

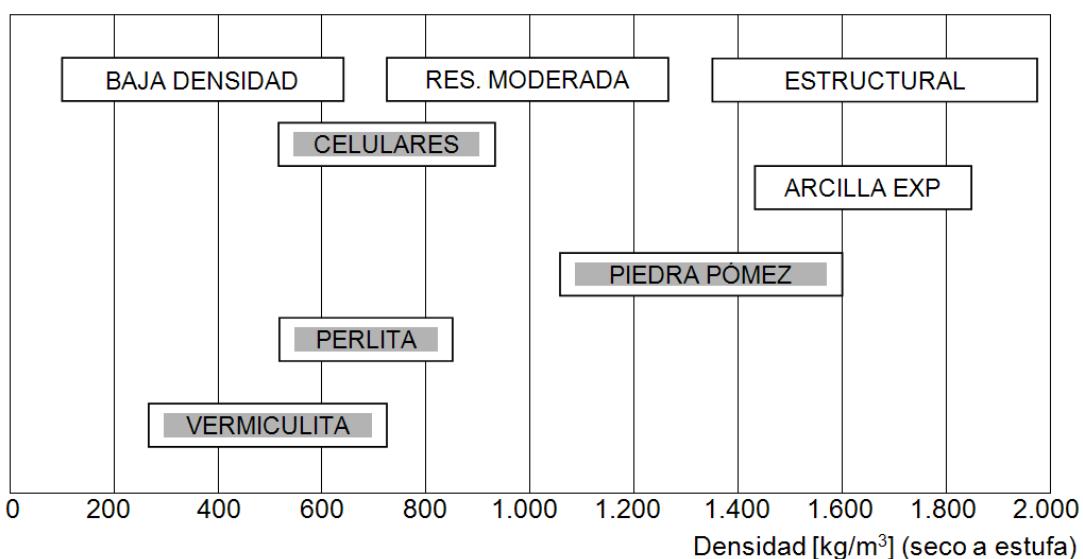


Figura A8.5.1.1 Rangos de densidad y clasificación de hormigones con áridos ligeros

Los hormigones con áridos ligeros contienen áridos ligeros que se sitúan en la zona alta de la escala, y están constituidos por arcillas, pizarras o esquistos expandidos, piedra pómez o áridos sintéticos, obtenidos a partir de materias primas como las cenizas volantes.

5.1.1.2 Designación de los áridos

En la designación de áridos ligeros por tamaño, se tendrá en cuenta que la distribución de tamaños del árido se expresará como porcentaje en masa que pasa un número especificado de tamices, conforme se indica en la norma UNE-EN 13055-1.

5.1.1.3 Tamaños máximo y mínimo de un árido

A efectos del presente Código se denomina tamaño máximo D de un árido ligero a la mínima abertura de tamiz según la norma UNE-EN 933-2 por el que pase más del 90% en masa (% desclasificados superiores a D que el 10 %), cuando además pase el total por el tamiz de apertura doble (% desclasificados superiores a $2D$ igual al 0 %). Se denomina tamaño mínimo d de un árido ligero, la máxima abertura de tamiz UNE-EN 933-2 por el que pase menos del 15 % en masa (% desclasificados inferiores a d menor que el 15 %).

5.1.1.3.1 Prescripciones y ensayos

Los áridos ligeros no presentan antecedentes de reacción álcali-árido, por lo que no será necesario proceder a su evaluación con respecto a este tipo de ataque.

5.1.1.4 Granulometría de los áridos

En lo que respecta al análisis granulométrico, el procedimiento usual de tamizado y determinación del peso de la fracción retenida no es suficiente, porque las distintas fracciones de tamaño tienen distinta densidad. Si se trabaja con árido de peso normal y cuya densidad no depende de su tamaño, es posible hacer conversiones de peso a volumen en forma directa.

El mismo procedimiento, aplicado a áridos ligeros, aporta información errónea, justamente porque las distintas fracciones o tamaños poseen diferente densidad. Esto puede tenerse en cuenta si se determina la densidad de cada fracción y se calcula el correspondiente volumen. Hecha esta salvedad, es posible considerar los mismos límites granulométricos establecidos para áridos finos de densidad normal.

5.1.1.5 Forma del árido grueso

Dado que en hormigones con áridos ligeros se emplean áridos artificiales o sintéticos que presentan formas que se aproximan a una esfera o elipsoide, se debe reducir la importancia de los límites impuestos al coeficiente de forma y/o índice de lajas.

5.1.1.6 Requisitos físico-mecánicos

Los áridos ligeros son menos resistentes que los áridos de densidad normal, tanto a la compresión como frente a efectos de desgaste por abrasión y machaqueo. Ante esta situación, no se debe evaluar la resistencia al desgaste del árido grueso ligero por el método de Los Ángeles, según la norma UNE-EN 1097-2, así como tampoco la limitación a la friabilidad del árido fino ligero, evaluada según el ensayo micro-Deval indicado en la norma UNE 146404 EX, debiéndose emplear, cuando sea necesario, el método de ensayo descrito en el Anexo A de la norma UNE-EN 13055.

La capacidad de absorción de los áridos ligeros es normalmente alta, ya que su menor peso se logra a partir de una estructura porosa. No debe aplicarse pues, la limitación a los valores de absorción de agua aun cuando idealmente se elaboran de modo de presentar una superficie lo más cerrada posible, sobre todo si se expresa la absorción en % con respecto al peso del árido, ya que son menos densos, debiéndose emplear, cuando sea necesario, el método de ensayo descrito en el Anexo C de la norma UNE-EN 1097-6.

Dado que se prevé naturalmente una elevada absorción, para evitar que este fenómeno altere sensiblemente las propiedades del hormigón fresco (pérdidas de asentamiento, por ejemplo), deben adoptarse distintos métodos o tratamientos previos del árido durante el proceso de elaboración del hormigón.

En lo que respecta a la resistencia de los hormigones con áridos ligeros frente a la helada, la presencia de aire incorporado en el hormigón contribuye a reducir el deterioro, en forma semejante a lo que ocurre para hormigones de densidad normal. El grado de saturación del hormigón (y del árido) es un factor determinante, así como el nivel adecuado de resistencia. La evaluación de la aptitud del árido frente a ciclos de tratamiento con soluciones de sulfato de magnesio, según el método de la norma UNE-EN 1367-2 no puede aplicarse, ya que la baja resistencia intrínseca del árido ligero y su elevada absorción indican una probabilidad remota de cumplimiento, debiéndose emplear, cuando sea necesario, el método de ensayo descrito en el Anexo C de la norma UNE-EN 13055. En general, se debe evaluar la aptitud del hormigón frente a ciclos de hielo y deshielo. Una elevada resistencia, la inclusión de aire incorporado y un bajo grado de saturación del árido (y del hormigón) contribuyen a mejorar significativamente el comportamiento.

5.1.2 Hormigones

5.1.2.1 Composición

En los hormigones con áridos ligeros, las proporciones de mezcla, el grado de saturación previa del árido ligero e incluso el tipo y variedad de árido ligero, tienen influencia directa sobre las propiedades

del hormigón con áridos ligeros, tanto en estado fresco como en estado endurecido. Por este motivo, la composición del hormigón y el procedimiento de pre-acondicionamiento del árido ligero deberán estudiarse previamente, sin excepción, a los efectos de asegurarse de que es capaz de proporcionar hormigones cuyas características mecánicas, reológicas y de durabilidad satisfagan las exigencias del proyecto.

5.1.2.2 Valor mínimo de la resistencia

La resistencia de proyecto f_{ck} (véase el apartado 33.4 de este Código) no será inferior a 12 N/mm² en hormigón en masa, ni a 25 N/mm² en hormigones armados o pretensados.

5.1.2.3 Docilidad del hormigón

Los conceptos establecidos en el apartado 33.5 de este Código pueden aplicarse sin necesidad de alteraciones. Sin embargo, las características propias del método de ensayo recogido en la norma UNE-EN 12350-2 hacen que el asentamiento infravalore la aptitud del hormigón con áridos ligeros para ser compactado.

El asentamiento en el tronco de cono se debe a la deformación del hormigón bajo su propio peso. La densidad del hormigón con áridos ligeros es inferior a la del hormigón convencional, razón por la cual ofrece mayor docilidad para asentamientos equivalentes.

Por este mismo motivo, no se considera prudente superar el límite superior para la consistencia fluida, aun con el empleo de aditivos superfluidificantes.

6. Durabilidad

6.1 Durabilidad

6.1.1 Durabilidad del hormigón y de las armaduras

6.1.1.1 Prescripciones respecto a la calidad del hormigón

Para niveles equivalentes de resistencia, los hormigones con áridos ligeros poseen una matriz de mortero usualmente más resistente que la correspondiente a un hormigón de peso normal. Por ello, es suficiente indicar que la durabilidad se asegura con el cumplimiento de clases resistentes, según se indica en el apartado 43.2.1 de este Código. Obviamente, los requisitos relativos al contenido mínimo de cemento y máxima relación agua/cemento también deben cumplirse.

6.1.1.2 Recubrimientos

Los recubrimientos mínimos para el hormigón con áridos ligeros deben ser 5 mm superiores a lo que indica el Artículo 44 de este Código.

6.1.1.3 Durabilidad del hormigón

Los hormigones con áridos ligeros no presentan, en general, un buen comportamiento frente a la erosión, dado que el árido ligero es usualmente blando. Con excepción de esta situación, su comportamiento es similar al de los hormigones convencionales de densidad normal.

6.1.1.4 Requisitos de dosificación y comportamiento del hormigón

Para conseguir una durabilidad adecuada del hormigón, se deben cumplir los requisitos siguientes:

a) Requisitos generales:

- Mínimo contenido de cemento, según el apartado 43.2.1 de este Código.

- Clase resistente según el apartado 43.2.1 de este Código.

La determinación precisa de la relación agua/cemento no es directa, dado que los áridos ligeros se presaturan parcialmente de agua y son capaces de una absorción adicional. Por este motivo, se sustituye la limitación a la relación agua/cemento por la clase resistente.

b) Requisitos adicionales:

No es prudente exponer hormigones con áridos ligeros al desgaste por abrasión en forma permanente. Ante una acción eventual y mientras las partículas de árido ligero estén cubiertas por una capa de mortero, los hormigones con áridos ligeros son capaces de soportar erosión.

6.1.1.5 Limitaciones a los contenidos de agua y cemento

En función de las clases de exposición a las que vaya a estar sometido el hormigón, definidas de acuerdo con el apartado 27.1 de este Código, se deberán cumplir las especificaciones recogidas en el apartado 43.2 de este Código, relativas a la clase resistente, descontando el agua de absorción de los áridos.

6.1.1.6 Resistencia del hormigón frente a la erosión

No se recomienda el empleo de hormigones con áridos ligeros, para clase de exposición XM1, XM2, y XM3. Esto no inhabilita a los hormigones con áridos ligeros para soportar erosión eventual, pero el mecanismo de desgaste no está controlado por la resistencia del árido, como es el caso del hormigón de densidad normal.

7 Cálculo

7.1 Datos de los materiales para el proyecto

7.1.1 Características del hormigón

Las características mecánicas del hormigón con áridos ligeros (deformación última, módulo de deformación longitudinal, resistencia a tracción), para una misma resistencia a compresión, dependen en gran medida de la densidad de éste, siendo mayores conforme aumenta la densidad en seco del hormigón con áridos ligeros.

Los datos y características para el proyecto del hormigón con áridos ligeros, así como los diagramas tensión-deformación aplicables para el análisis estructural y para el cálculo de secciones, serán los indicados en el apartado 11.3 del Anejo 19 de este Código.

8 Ejecución

8.1 Procesos de elaboración, armado y montaje de las armaduras pasivas

8.1.1 Criterios generales para los procesos de ferralla

8.1.1.1 Doblado

Al objeto de evitar compresiones excesivas y hendimientos del hormigón con áridos ligeros en la zona de curvatura de las barras, el doblado de las mismas para la formación de ganchos y patillas en U, se realizará con mandriles de diámetro no inferior a los indicados en la tabla 49.3.4 de este Código, pero multiplicados por 1,5.

El resto del contenido del apartado 49.3.4 de este Código es aplicable al hormigón con áridos ligeros.

8.1.2 Armado de la ferralla

8.1.2.1 Distancia entre barras de armaduras pasivas

Barras aisladas

El diámetro máximo de barra a emplear en hormigón con áridos ligeros será $\Phi = 32$ mm.

El resto del contenido del apartado 49.4.1 de este Código es aplicable al hormigón con áridos ligeros.

Grupos de barras

En hormigón con áridos ligeros, los grupos de barras estarán constituidos, como máximo, por dos barras.

8.1.3 Criterios específicos para el anclaje y empalme de las armaduras

8.1.3.1 Anclaje de las armaduras pasivas

La longitud básica de anclaje de las barras corrugadas en hormigón con áridos ligeros es la indicada en el apartado 49.5.1 de este Código multiplicada por el factor $1/\eta_1$, siendo:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \frac{\rho}{2200}$$

y donde ρ es el valor de la densidad del hormigón con áridos ligeros secado en estufa ($\leq 2.000 \text{ kg/m}^3$).

8.2 Fabricación y suministro del hormigón

8.2.1 Fabricación del hormigón

8.2.1.1 Dosificación de materiales componentes

En el caso de hormigón con áridos ligeros, la realización de ensayos previos, con objeto de comprobar que satisface las condiciones que se le exigen, es el modo establecido para aceptar la dosificación prevista y sancionar el procedimiento de ejecución del hormigón.

La gran cantidad de absorción de agua, que, generalmente, presentan los áridos ligeros en estado seco, hace difícil predeterminar la relación "agua/cemento" real que corresponde a la dosificación prevista. Si el estado de aquellos es saturado, lo que no se consigue de modo inmediato, puede ocurrir, desde la corteza accesible a los fenómenos de capilaridad, un proceso de transferencia de agua a la pasta del hormigón que también altera la relación "agua/cemento" prevista. En el primer caso disminuirá la trabajabilidad del hormigón con áridos ligeros, y en el segundo, su resistencia.

La complejidad del problema da lugar a diversos procedimientos para ejecutar el hormigón, que escapan a una regulación única. Por otra parte, el correcto resultado de la dosificación prevista es muy sensible a pequeños ajustes del procedimiento de ejecución. Por tanto, se establecen los ensayos previos como método de validación de la dosificación y del procedimiento de ejecución, como proceso único e indivisible.

El resto del contenido del apartado 51.3.2.1 de este Código es aplicable al hormigón con áridos ligeros.

8.2.1.1.1. Áridos

En la ejecución de hormigón con áridos ligeros, la dosificación de los áridos puede realizarse en peso, en volumen, o de modo mixto, de modo que el árido ligero se dosifica en volumen y el resto en peso.

El resto del contenido del apartado 51.3.2.3 de este Código es aplicable al hormigón con áridos ligeros.

8.2.1.2 Amasado del hormigón

Para el amasado del hormigón con áridos ligeros se utilizará, en general, más tiempo que para el hormigón convencional. Este incremento del tiempo de amasado se destinará a la humectación de los áridos, antes de añadir el cemento, y a homogeneizar la masa después de añadir el aditivo, posteriormente a la adición del agua total de amasado. Estos tiempos están destinados a evitar que la rápida absorción de agua y de aditivo por parte del árido ligero, reste trabajabilidad a la masa de hormigón y eficacia a la acción del propio aditivo.

La baja densidad del árido ligero puede ocasionar, al inicio del amasado y en función del grado de saturación de agua que presente al entrar en la amasadora, la flotación del mismo, lo que puede llegar a determinar el aprovechamiento eficaz de la amasadora.

El resto del contenido del apartado 51.3.3 de este Código es aplicable al hormigón con áridos ligeros.

8.2.2 Transporte y suministro del hormigón

8.2.2.1 Transporte del hormigón

Si se realiza el transporte de hormigón con áridos ligeros por tubería (bombeo), se debe considerar la influencia de la presión de bombeo en el incremento de absorción de agua por parte de los áridos ligeros, así como del decremento correspondiente cuando aquella cesa. En el primer caso, se producirá una pérdida de trabajabilidad y en el segundo, un exceso en la relación agua/cemento. En el primer supuesto se dificultará la puesta en obra y, fundamentalmente, la propia operación de bombeo y, en el segundo, se producirá una pérdida de resistencia en el hormigón afectado, así como una pérdida de compacidad en su estructura interna. En consecuencia, deben preverse estas alteraciones en la dosificación.

Los correspondientes ensayos previos del hormigón con áridos ligeros, después de bombeado, constituyen el procedimiento de validación del mismo.

El transporte en camión hormigonera permite, mediante un amasado previo al vertido, corregir la tendencia a la disminución de la docilidad que se produce, en todos los casos, durante el mismo, así como la tendencia a la segregación del árido ligero durante el transporte de los hormigones de mayor docilidad.

El resto del contenido del apartado 51.4.1 de este Código es aplicable al hormigón con áridos ligeros.

8.2.3 Puesta en obra del hormigón

8.2.3.1 Compactación del hormigón

La compactación del hormigón con áridos ligeros exige mayor energía de vibración que la demandada por un hormigón normal. En consecuencia, la compactación se realizará reduciendo la separación entre las posiciones consecutivas de los vibradores al 70% de la utilizada para un hormigón normal.

La tendencia a la flotación del árido ligero crece con vibraciones excesivas. El acabado superficial de la cara por la que se coloca el hormigón debe realizarse mediante un utilaje adecuado para presionar el árido ligero e introducirlo en la masa, de modo que quede recubierto por la lechada.

ANEJO 9**Recomendaciones para la utilización del hormigón proyectado estructural****Contenidos del Anejo**

- 1 INTRODUCCIÓN.**
- 2 ÁMBITO DE APLICACIÓN ESPECÍFICO RELATIVO A LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN.**
- 3 PROPIEDADES TECNOLÓGICAS DE LOS MATERIALES.**
 - 3.1 CEMENTO.
 - 3.2 ÁRIDOS.
 - 3.3 ADITIVOS.
 - 3.4 ADICIONES.
 - 3.5 HORMIGONES.
 - 3.5.1 *Composición.*
 - 3.5.2 *Docilidad del hormigón.*
 - 3.5.3 *Tipificación de los hormigones.*
- 4 DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN.**
 - 4.1 RECURBIMIENTO NOMINAL.
 - 4.2 CARBONATACIÓN DEL HORMIGÓN.
- 5 DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN.**
 - 5.1 VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES PERMANENTES.
 - 5.2 MÓDULO DE DEFORMACIÓN.
 - 5.3 RESISTENCIA A TRACCIÓN DE CÁLCULO.
 - 5.4 DIAGRAMA TENSIÓN – DEFORMACIÓN DE CÁLCULO.
 - 5.5 DOMINIOS DE DEFORMACIÓN.
 - 5.6 ESTADOS LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE.
 - 5.6.1 *Obtención de V_{u1p} .*
 - 5.6.2 *Obtención de V_{u2p} .*
 - 5.7 ESTADOS LÍMITE DE AGOTAMIENTO POR TORSIÓN EN ELEMENTOS LINEALES.
 - 5.7.1 *Obtención de T_{u1p} .*
 - 5.8 ESTADOS LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A PUNZONAMIENTO.
 - 5.9 ANCLAJE Y EMPALME DE LAS ARMADURAS PASIVAS.
- 6 EJECUCIÓN DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN.**
 - 6.1 PUESTA EN OBRA Y CURADO DEL HORMIGÓN.
 - 6.1.1 *Prescripciones generales.*
 - 6.2 FABRICACIÓN DEL HORMIGÓN.
 - 6.2.1 *Cemento.*
 - 6.2.2 *Aditivos.*
 - 6.3 TRANSPORTE Y SUMINISTRO DEL HORMIGÓN.
 - 6.3.1 *Transporte del hormigón.*
 - 6.3.2 *Suministro del hormigón.*
 - 6.4 VERTIDO Y COLOCACIÓN DEL HORMIGÓN.
 - 6.5 PROYECCIÓN PARA TRABAJOS DE REPARACIÓN.
 - 6.6 PUESTA EN OBRA DEL HORMIGÓN EN CONDICIONES CLIMÁTICAS ESPECIALES.
 - 6.6.1 *Hormigonado en tiempo frío.*
 - 6.7 CURADO DEL HORMIGÓN.
 - 6.8 PROCESOS POSTERIORES AL HORMIGONADO.
 - 6.8.1 *Desencofrado, desmoldeo y descimbrado.*
 - 6.8.2 *Acabado de superficies.*

7 GESTIÓN DE LA CALIDAD DE LOS PRODUCTOS.

7.1 CRITERIOS ESPECÍFICOS PARA EL CONTROL DE LOS PRODUCTOS.

7.1.1 *Criterios específicos para la comprobación de la conformidad de los productos.*7.1.2 *Aditivos.*

7.2 CONTROL DEL HORMIGÓN.

7.2.1 *Criterios generales para el control de la conformidad de un hormigón.*7.2.2 *Toma de muestras.*7.2.3 *Realización de los ensayos.*

1 Introducción

La proyección es una técnica de puesta en obra del hormigón que reúne, en una sola acción, las etapas de la colocación y la compactación, lo que se consigue por la proyección de los materiales a gran velocidad sobre un soporte mediante dos sistemas: vía húmeda y vía seca. Aunque los elementos bien ejecutados mediante ambos sistemas, pueden tener responsabilidad estructural, por cuestiones de calidad del ambiente de trabajo (especialmente en entornos cerrados) y de reducción de consumo de materiales, se recomienda el uso de la vía húmeda. Si bien el presente anexo se centra en esta última, las consideraciones de diseño aquí incluidas, también se aplican a elementos ejecutados por la vía seca, siempre y cuando se tomen medidas para asegurar la relación agua/cemento del hormigón y se compruebe el cumplimiento de las prestaciones de durabilidad requeridas.

Durante la ejecución por vía húmeda, el hormigón fresco se impulsa hasta la boquilla de proyección mediante un sistema de bombas. En la boquilla, que supone un estrangulamiento de la tubería, se añaden aire a presión y, si es necesario, aditivos antes de que el material se proyecte sobre el soporte. En este proceso, se producen dos fenómenos que tienen incidencia en las propiedades resistentes del hormigón colocado: el rebote y la introducción de aire en la mezcla.

En aras de establecer directrices de producción y control compatibles con las especificidades de la técnica, es necesario diferenciar entre los términos hormigón de partida y hormigón proyectado. El primero se refiere al hormigón suministrado en estado fresco para el proceso de bombeo y proyección, pero que todavía no ha sido sometido a dicho proceso. El segundo se refiere al hormigón colocado tras el proceso de bombeo y proyección, que debe resistir las solicitudes de la estructura y está influenciado tanto por el rebote como por una mayor porosidad.

Por las diferencias que pueden existir durante la ejecución, hay que distinguir entre el hormigón proyectado en la estructura final y el hormigón proyectado sobre la artesa normalizada, con el fin de realizar el control de calidad del material.

En este anexo se detallan los complementos a los diversos artículos de este Código, necesarios para poder considerar la aplicación estructural del hormigón proyectado.

2 Ámbito de aplicación específico relativo a las estructuras de hormigón

Las recomendaciones que se recogen en este anexo son aplicables a todas las estructuras y elementos de hormigón estructural que se indican en el Artículo 26 de este Código.

3 Propiedades tecnológicas de los materiales

Los principales constituyentes del hormigón proyectado son el cemento, los áridos, el agua, las adiciones y los aditivos. Para determinadas aplicaciones, el hormigón proyectado puede ser reforzado con fibras o armaduras de acero. Las especificaciones generales de los materiales son las indicadas en el Capítulo 8 de este Código.

3.1 Cemento

En el hormigón proyectado se pueden emplear cementos portland tipo I o tipo II/A. El uso de cementos tipo II/B o tipo III también está permitido, siempre y cuando se cumplan las recomendaciones del Anejo 6 de este Código, y la viabilidad desde el punto de vista de su comportamiento y seguridad, se demuestre mediante ensayos a escala real. Es necesario que el cemento tenga buena compatibilidad con los aditivos empleados, para que se obtenga un fraguado rápido, promoviendo una rápida evolución de la resistencia inicial.

3.2 Áridos

La trabajabilidad, bombeabilidad y las propiedades en el estado endurecido del hormigón proyectado,

dependen de la composición mineralógica y de la granulometría de los áridos. El tamaño máximo de los áridos debe ser menor o igual a 12 mm. La distribución granulométrica estará dentro del huso indicado en la figura A9.3.2.

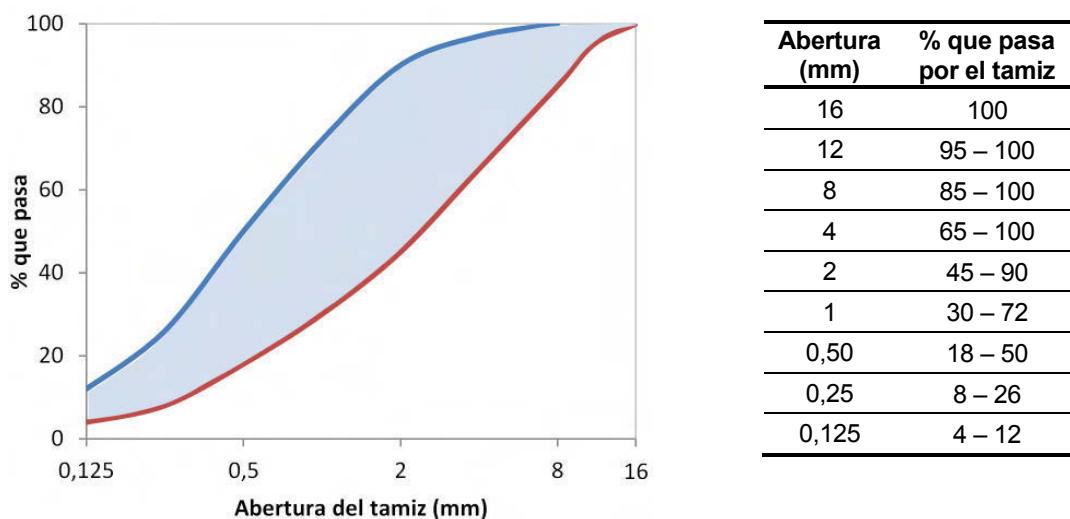


Figura A9.3.2 – Distribución granulométrica del árido

3.3 Aditivos

Los principales aditivos utilizados en hormigón proyectado son plastificantes/ superplastificantes, estabilizadores de fraguado y acelerantes de fraguado. La combinación de los aditivos en el mismo hormigón proyectado, está permitida siempre que sean compatibles entre sí, y dispondrán de marcado CE conforme a la norma UNE-EN 934-2.

De acuerdo con su composición química, los acelerantes de fraguado pueden ser de tres tipos: alcalinos, bien basados en aluminatos o bien en silicatos de sodio, o libres de álcalis, cuyo compuesto principal es el sulfato de aluminio. En la tabla A9.3.3, se presentan las características de los mismos.

Tabla A9.3.3 Aditivos acelerantes de fraguado

Propiedad	Alcalinos (aluminatos)	Alcalinos (silicatos)	Libres de álcali
Rango de dosificación (% sobre la masa de cemento)	3 – 7	12 – 15	4 – 8
pH	13 – 14	12 – 13	2,5 – 6
Contenido de Na ₂ O equivalente (%)	19 – 20	8 – 10	< 1

Está permitido el uso de todos los tipos de aditivos acelerantes de fraguado indicados en la tabla A9.3.3. Por cuestiones de durabilidad, de capacidad resistente y de consumo de materiales, los elementos con resistencia característica igual o superior a 35 N/mm² que requieran el uso de acelerantes de fraguado, serán ejecutados con acelerantes de tipo libres de álcali. También están indicados por motivos de salud y seguridad, ya que, debido a su pH alrededor de 3, se reduce la formación de nieblas y aerosoles alcalinos en el ambiente de aplicación y, por tanto, el riesgo de daños a la piel, mucosas y ojos. Además, estos acelerantes no aumentan la cantidad de iones solubles en el hormigón, lo que reduce el riesgo de eflorescencias y de reacciones álcali-árido.

La dosificación óptima del acelerante y la compatibilidad del mismo con los demás aditivos o el cemento, debe determinarse mediante ensayos previos. A falta de otra referencia, se emplearán el procedimiento de ensayo y los criterios descritos en el apartado 7.2.3.7 de este anexo, además de las comprobaciones posteriores a escala real.

Los aditivos de autocurado pueden emplearse cuando el proceso de curado por otros métodos sea difícil de realizar. También se pueden emplear en el hormigón de partida, aditivos oclusores de aire con el fin de facilitar el proceso de bombeo. Esta práctica resulta especialmente interesante cuando se realiza la proyección de mezclas con consistencia baja y sin acelerantes.

3.4 Adiciones

En el hormigón proyectado se utilizan las adiciones, en sustitución de una parte del contenido de cemento, para mejorar algunas de sus propiedades, como trabajabilidad, retención de agua, aumento de densidad, resistencia y durabilidad. Siempre que sea viable, se dará preferencia a la incorporación de humo de sílice por los consecuentes beneficios obtenidos en cuanto a la facilidad de bombeo, a la durabilidad y a la resistencia a largo plazo.

3.5 Hormigones

De cara a especificar y tipificar el material, se tendrán en cuenta las diferencias entre el hormigón de partida y el hormigón proyectado. El primero será responsabilidad del suministrador del hormigón, mientras que el segundo será responsabilidad del constructor encargado de ejecutar la estructura. A efectos de control, cuando no haya especificación a ese respecto, se entenderá que el cambio de responsabilidades se produce inmediatamente antes de la entrada del hormigón de partida en la tolva del equipo de proyección.

La especificación y la tipificación del hormigón establecidas en proyecto se referirán al hormigón ya colocado, siendo de responsabilidad del constructor asegurar que las mismas se cumplan. El suministrador del hormigón de partida no será responsable del material colocado, siempre y cuando cumpla con las especificaciones definidas para el hormigón de partida en la etapa de validación previa o de acuerdo con el constructor.

Una vez puesta a punto la dosificación y comprobado el proceso de proyección, el suministrador deberá informar previamente al constructor sobre cualquier cambio que se produzca en los materiales o en la composición del hormigón de partida. La falta de dicha información previa por parte del suministrador del hormigón, implicará la asunción de la responsabilidad sobre los incidentes apreciados tras la ejecución y a raíz de dichos cambios.

La información del cambio debe realizarse desde el primer momento que se produce, comunicandolo a la dirección de obra y reflejándose en los albaranes de entrega.

3.5.1 Composición

La composición final del hormigón proyectado, similar en cierta medida al de partida, presenta algunas diferencias introducidas por la incorporación del aire comprimido, por el uso de acelerantes de fraguado, en el caso de que se empleen, y por el rebote. Para un transporte por tubería y proyección satisfactorios, se recomienda que el contenido total de finos del hormigón de partida que pasan por el tamiz 0,063 mm (incluidos los procedentes de los áridos, del cemento y de las adiciones) se sitúe entre 500 y 550 kg/m³. El constructor tomará medidas adicionales para asegurar que el rebote no supere el 15% en superficies verticales y el 20% en el techo.

En el hormigón proyectado se puede emplear cualquier fibra estructural, siendo las más usuales las de acero y las poliméricas. Las fibras de acero deben tener marcado CE conforme a la norma UNE-EN 14889-1 y las poliméricas conforme a la norma UNE-EN 14889-2. La longitud de las fibras viene condicionada por los diámetros de las tuberías de transporte y la boquilla de proyección, así como por el tamaño máximo del árido y la posible formación de erizos. Son usuales longitudes de 30 a 40 mm, en el caso de fibras de acero y menores que 65 mm en el caso de fibras poliméricas, debido a su mayor flexibilidad.

3.5.2 Docilidad del hormigón

La consistencia del hormigón de partida viene condicionada por los requisitos de bombeabilidad del material en estado fresco. Esta consistencia puede ser evaluada a través del asentamiento en el cono

de Abrams, de acuerdo con la norma UNE-EN 12350-2, o por la extensión de flujo en la mesa de sacudidas de acuerdo con la norma UNE-EN 12350-5. Siempre que sea posible, se dará preferencia a la realización de este último ensayo, debido a su mayor capacidad para discriminar variaciones que puedan afectar al proceso de bombeo y proyección.

Los rangos de consistencia para cada ensayo se presentan en la tabla A9.3.5.2. Los hormigones proyectados sin acelerantes de fraguado tendrán preferentemente consistencia S2, S3, E1, E2 o E3. Por otra parte, hormigones proyectados con acelerantes de fraguado serán preferentemente de tipo S4, S5, E3 o E4. La observancia de estos rangos no garantiza el cumplimiento de las condiciones de bombeabilidad exigibles al hormigón fresco, por lo que se deben realizar pruebas previas en obra.

Tabla A9.3.5.2 Clases de consistencia

Ensayo	Clase	Rango
Asentamiento UNE-EN 12350-2	S1	entre 10 mm y 40 mm
	S2	entre 50 mm y 90 mm
	S3	entre 100 mm y 150 mm
	S4	entre 160 mm y 210 mm
	S5	Mayor que 220 mm
Extensión de flujo UNE-EN 12350-5	E1	entre 500 mm y 540 mm
	E2	entre 550 mm y 590 mm
	E3	entre 600 mm y 640 mm
	E4	entre 650 mm y 700 mm

3.5.3 Tipificación de los hormigones

3.5.3.1 Hormigón de partida

La designación del hormigón de partida puede realizarse tanto por dosificación como por propiedades. En el primer caso, la tipificación se realizará de acuerdo con el siguiente formato:

T - D - G / f / CF / C / TM-TF / A

donde:

- T Indicativo que será HB para el hormigón de partida sin fibra y HBF para el hormigón de partida con fibras.
- D Indicativo de hormigón especificado por dosificación.
- f En el caso de emplear fibras, indicativo del tipo de fibras que será A en el caso de fibras de acero, P en el caso de fibras poliméricas y V en el caso de fibras de vidrio.
- G Es el contenido de cemento, en kg por m³ de hormigón.
- f En el caso de emplear fibras, indicativo del tipo de fibras que será A en el caso de fibras de acero, P en el caso de fibras poliméricas y V en el caso de fibras de vidrio.
- CF Es el contenido de fibra, en kg (hasta el primer decimal de precisión) por m³ de hormigón.
- C Es la clase de consistencia del hormigón en función del tipo de ensayo de referencia seleccionado.
- TM Tamaño máximo del árido grueso en mm, definido en el apartado 30.3 de este Código.

TF En el caso de emplear fibras, longitud máxima de la fibra, en mm.

A Designación del ambiente, de acuerdo con el apartado 27.1 de este Código.

También se incluirá una tabla con la composición de la dosificación, en la cual se indicarán los materiales empleados, así como sus respectivas cantidades en kg/m³ de hormigón.

En el caso de designación del hormigón de partida por propiedades, se usará la misma tipificación, cambiando el significado de la sigla *T* y de la sigla *C*. La primera será HB para el hormigón de partida sin fibra y HBF para el hormigón de partida con fibras. La segunda corresponde a la clase de consistencia en función del tipo de ensayo de referencia seleccionado, tal y como indica la tabla A9.3.5.2 del presente anexo.

3.5.3.2 Hormigón proyectado

Los hormigones proyectados y ya colocados sobre la superficie, se tipificarán de acuerdo con el siguiente formato (lo que deberá reflejarse en los planos de proyecto y en el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto):

T – R / J / (f-R1-R3) / TM-TF / A

donde:

T Indicativo que será HMP en el caso de hormigón en masa proyectado, HAP en el caso de hormigón armado proyectado, HPP en el caso del hormigón pretensado proyectado y HRP en el caso del hormigón reforzado únicamente con fibras y proyectado. En el supuesto de que el hormigón armado proyectado o el hormigón pretensado proyectado también lleven fibras, se usará respectivamente HAPF o HPPF.

R Resistencia característica a compresión especificada, en N/mm² y referida al hormigón una vez proyectado sobre la superficie.

J Clase resistente a corta edad, establecida de acuerdo con el apartado 7.2.3.2 del presente anexo.

f En el caso de emplear fibras, indicativo del tipo de fibras que será A en el caso de fibras de acero, P en el caso de fibras poliméricas y V en el caso de fibras de vidrio.

R1,R3 En el caso de emplear fibras, resistencia característica residual a flexotracción especificada $f_{R,1,k}$ y $f_{R,3,k}$, en N/mm² y referida al hormigón una vez proyectado sobre la superficie o valores equivalentes obtenidos en un ensayo alternativo, tal y como indica el apartado 7.2.3.3 de este anexo.

TM Tamaño máximo del árido grueso en mm, definido en el apartado 30.3 del articulado.

TF En el caso de emplear fibras, longitud máxima de la fibra, en mm.

A Designación del ambiente, de acuerdo con el apartado 27.1 del articulado.

4 DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

4.1 Recubrimiento nominal

En el caso de hormigón armado o pretensado proyectado, los recubrimientos mínimos definidos en el Código, deben incrementarse en:

10 mm ambientes XD, XS y XA

5 mm resto de ambientes.

Este incremento viene dado por la posible mayor porosidad superficial del hormigón.

En el caso de hormigón reforzado con fibras proyectado, no se impone condición alguna de

recubrimiento. Se podrán emplear directrices diferentes a las especificadas en esta recomendación cuando se compruebe el comportamiento del material mediante ensayos específicos.

4.2 Carbonatación del hormigón

En elementos de hormigón proyectado, el valor del coeficiente c_{air} de la tabla A12.3.1.b del Anejo 12, a falta de mayor información, deberá tomarse igual a 0,7.

5 DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN

Para el análisis estructural, el dimensionamiento y la comprobación de las estructuras de hormigón proyectado, el autor del proyecto empleará los Anejos 19 y 21, según el caso.

La incorporación de aire a la mezcla y la modificación del esqueleto granular debido al rebote diferencial, conducen a una ligera variación en la densidad y en las propiedades mecánicas del hormigón proyectado, en comparación con el de partida antes de la proyección. Esto afecta a las ecuaciones usadas para estimar las propiedades mecánicas y los diagramas constitutivos incluidos en el Código. Todas las propiedades referentes al hormigón proyectado serán indicadas en el presente anexo con los mismos símbolos recogidos en el Código para el hormigón convencional, añadiendo el subíndice "p".

5.1 Valores característicos de las acciones permanentes

Como consecuencia del sistema de puesta en obra, la densidad del hormigón proyectado suele ser inferior a la de un hormigón convencional. Por eso, para el cálculo del peso propio de la estructura, se recomienda tomar las siguientes densidades definidas en función de la resistencia característica del hormigón proyectado (f_{ckp}) a los 28 días:

- Hormigón proyectado en masa o con fibras estructurales

$$f_{ckp} < 40 \text{ N/mm}^2 \quad 2.250 \text{ kg/m}^3$$

$$f_{ckp} \geq 40 \text{ N/mm}^2 \quad 2.300 \text{ kg/m}^3$$

- En el caso del hormigón proyectado armado o pretensado, a los valores indicados anteriormente se añadirán 100 kg/m³.

5.2 Módulo de deformación

El módulo de deformación longitudinal secante del hormigón proyectado ($E_{cmp,j}$) a una edad j expresado en N/mm², viene dado por la ecuación:

$$E_{cmp,j} = \gamma_p \cdot \gamma_r \cdot 9500 \cdot \sqrt[3]{f_{cmp,j}}$$

donde:

$f_{cmp,j}$ Es la resistencia media a compresión estimada para el hormigón proyectado a la edad j

γ_p Es el coeficiente de porosidad según:

$$\gamma_p = \frac{1 - p_s}{0,92}$$

p_s Es la porosidad del hormigón proyectado a la edad de 28 días, en tanto por uno

γ_r Es el coeficiente de rebote según:

$$\gamma_r = 1 - r$$

r Es el rebote de material al proyectar el hormigón, en tanto por uno.

Esta formulación es válida siempre que las tensiones, en condiciones de servicio, no sobrepasen el valor de $0,40 f_{cnp,j}$. En estas ecuaciones, la porosidad del hormigón proyectado deberá estar entre el 8% y el 18%, mientras que el rebote del material durante la proyección, deberá estar comprendido entre el 5% y el 15%. A falta de datos al respecto de porosidad y del rebote, se podrá adoptar el valor de 0,76 para el producto $\gamma_p \cdot \gamma_r$.

El módulo de deformación longitudinal del hormigón tiene una marcada dependencia del tipo del árido con el que se ha fabricado el hormigón. Las expresiones propuestas corresponden a hormigones fabricados con áridos de caliza densa. Los mismos factores de corrección establecidos en los Anexos 19 y 21 pueden aplicarse a esas ecuaciones en el caso de tener áridos de otras naturalezas.

Si se desea obtener con mayor precisión el valor del módulo para el tipo concreto de árido que se va a utilizar, se deberán realizar ensayos experimentales para adaptar las expresiones propuestas con coeficientes correctores en función de la naturaleza del árido. Como pasa con el hormigón convencional, dichas comprobaciones también deben realizarse en aquellas estructuras en que las deformaciones y su control sean especialmente importantes, bien por su magnitud (como en los casos de estructuras muy estables) o bien por su influencia en los esfuerzos y comportamiento de la propia estructura (como en el caso de construcciones evolutivas o por fases).

5.3 Resistencia a tracción de cálculo

La resistencia media o característica a tracción y a flexotracción del hormigón proyectado pueden estimarse con las mismas ecuaciones y consideraciones propuestas en el Anexo 19 de este Código, multiplicándose el valor resultante por el coeficiente (η_p) que tiene en cuenta las variaciones en la densidad con respecto al hormigón convencional. Dicho coeficiente se calculará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\eta_p = 0,4 + 0,6 \frac{\rho_p}{2.400}$$

donde ρ_p es la densidad en estado seco del hormigón proyectado en kg/m^3 , que no se considerará mayor que 2.400.

5.4 Diagrama tensión – deformación de cálculo

Para los hormigones proyectados se recomienda el uso de los diagramas parábola–rectángulo ó rectangular que se recogen a continuación, los cuales contemplan el riesgo de disminución progresiva de la deformación de rotura cuando disminuye la densidad en seco del hormigón proyectado.

a) Diagrama parábola – rectángulo:

Se puede utilizar el mismo diagrama del Anexo 19, multiplicando la deformación última (ε_{cu2}) por η_p obtenido en el apartado 5.3 de este anexo.

b) Diagrama rectangular:

Es aplicable el diagrama rectangular del Anexo 19, con tensión constante $\sigma_{cp} = \eta(x) \cdot f_{cdp}$ y altura del bloque comprimido $y = \lambda(x) \cdot h$. No obstante, la deformación última obtenida de acuerdo con el Código será multiplicada por η_p . Además, el factor λ_p para la obtención de $\lambda(x)$ será definido por la ecuación:

$$\lambda_p = 0,937 \cdot \eta_p - 0,737$$

5.5 Dominios de deformación

Deberá tenerse en cuenta, en la definición de los dominios de deformación, la reducción de la deformación última en el hormigón en flexión, de acuerdo con el criterio establecido en el apartado 5.4 de este anexo.

5.6 Estados límite de agotamiento frente a cortante

5.6.1 Obtención de V_{u1p}

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se obtendrá de acuerdo con el apartado 6.2 del Anejo 19, reduciéndose por el factor ν_p dado por la ecuación siguiente. En ella se empleará la resistencia característica del hormigón proyectado (f_{ckp}) en N/mm².

$$\nu_p = 0,5 \cdot \eta_p \cdot \left(1 - \frac{f_{ckp}}{250}\right)$$

5.6.2 Obtención de V_{u2p}

5.6.2.1 Piezas sin armadura de cortante

El esfuerzo cortante por tracción en el alma se obtendrá como:

$$V_{u2p} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \eta_p \xi (100 \rho_p f_{cvp})^{1/3} + 0,15 \alpha_p \sigma'_{cdp} \right] b_0 d \geq [0,35 f_{ctdp} + 0,15 \alpha_p \sigma'_{cdp}] b_0 d$$

5.6.2.2 Piezas con armadura de cortante

La contribución del hormigón a esfuerzo cortante se obtendrá como:

$$V_{cup} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \eta_p \xi (100 \rho_p f_{cvp})^{1/3} + 0,15 \alpha_p \sigma'_{cdp} \right] b_0 d \geq [0,35 f_{ctdp} + 0,15 \alpha_p \sigma'_{cdp}] b_0 d$$

5.7 Estados límite de agotamiento por torsión en elementos lineales

5.7.1 Obtención de T_{u1p}

El esfuerzo torsor de agotamiento por compresión oblicua del alma, se obtendrá de acuerdo con el apartado 6.3 del Anejo 19, reduciéndose por el factor ν_p dado en el apartado 5.6.1 de este anexo.

5.8 Estados límite de agotamiento frente a punzonamiento

La tensión máxima resistente en el perímetro crítico, se obtendrá como:

$$\tau_{rdp} = \frac{0,18}{\gamma_c} \eta_p \xi (100 \rho_p f_{cvp})^{1/3} + 0,1 \sigma'_{cdp} \geq 0,4 f_{ctdp} + 0,1 \sigma'_{cdp}$$

5.9 Anclaje y empalme de las armaduras pasivas

La adherencia entre barras y alambres corrugados con el hormigón proyectado, puede alcanzar valores similares a los que se alcanzan con hormigones colocados por métodos convencionales. No obstante, éste es un parámetro que está muy influenciado por la técnica de puesta en obra, el diámetro de la barra, la densidad de armadura, la composición del hormigón, el contenido de acelerante y, especialmente, la experiencia y habilidad del operador, que juega un papel clave a la hora de alcanzar buenas prestaciones. Para determinar la longitud neta de anclaje, se consideran los siguientes coeficientes para el cálculo de la tensión de adherencia con el hormigón proyectado:

$$\tau_{bdp} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

f_{ctdp} Resistencia a tracción de cálculo del hormigón proyectado, calculada de acuerdo con el apartado 5.3 del presente anexo. A efectos de cálculo no se adoptará un valor superior al asociado a un hormigón de resistencia característica 60 N/mm²

η_1 Coeficiente relacionado con la calidad de la adherencia y posición de la barra durante el hormigonado

$\eta_1 = \eta_p$	para barra individual en un solo plano de armado y buena adherencia
$\eta_1 = 0,7$	para el resto de casos
η_2	Coeficiente relacionado con el diámetro de la barra
$\eta_2 = 1$	para barras de diámetro $\varnothing \leq 16$
$\eta_2 = (116-\varnothing)/100$	para barras de diámetro $\varnothing > 16$

6 Ejecución de estructuras de hormigón

6.1 Puesta en obra y curado del hormigón

6.1.1 Prescripciones generales

En la puesta en obra mediante proyección, un factor principal es el soporte sobre el que se proyecta, en el cual, previamente a la proyección, se deben realizar los trabajos preparatorios y tomar las medidas adicionales necesarias para asegurar las prestaciones finales requeridas, ya sean de adherencia entre capas o del acabado de la capa. El sustrato puede ser cualquier elemento portante capaz de resistir el impacto del hormigón proyectado y que tenga la suficiente rigidez para que el material pueda ser aplicado correctamente y se adhiera bien al sustrato sin que este último se mueva o vibre excesivamente.

El área de aplicación se limpiará con una mezcla aire-agua. La misma podrá estar húmeda pero sin agua libre antes de la aplicación del hormigón. El hormigón proyectado no se deberá emplear en sustratos con temperaturas inferiores a 2°C o en aquellos expuestos a vientos y lluvias fuertes sin tomar medidas especiales.

6.2 Fabricación del hormigón

6.2.1 Cemento

La cantidad mínima de cemento por metro cúbico de hormigón será 1,15 veces la establecida en el apartado 43.2.1 del articulado. Con ello se quiere compensar, en cierta medida, la parte de cemento que se pierde en el rebote, aparte de facilitar aspectos de puesta en obra. En el caso de que la proyección se realice por la vía seca, se tomarán las medidas necesarias para asegurar que la cantidad de agua añadida en la boquilla y la relación agua/cemento resultante no superen en ningún momento los límites establecidos en el Código, estando dentro de los límites definidos en proyecto y en la etapa de validación descrita en el apartado 7.2 del presente anexo.

6.2.2 Aditivos

Los acelerantes se almacenarán evitando la helada y la contaminación. Cada máquina para la proyección por vía húmeda incorporará una bomba dosificadora integrada para dispensar aditivos líquidos con una precisión mínima de $\pm 5\%$ de la dosificación requerida.

6.3 Transporte y suministro del hormigón

6.3.1 Transporte del hormigón

Dependiendo de la aplicación y del tiempo abierto necesario para el transporte y operación de proyección, es frecuente el empleo de aditivos estabilizadores de fraguado, por lo que no procede la limitación de tiempo que en el articulado se señala. En este caso, deberán considerarse las indicaciones del suministrador del aditivo en cuanto al tiempo máximo de estabilización.

6.3.2 Suministro del hormigón

Con respecto al suministro del hormigón de partida, rigen las consideraciones realizadas en el articulado, permitiéndose la especificación por composición. Esto debe tenerse presente en los temas de control y gestión de la obra.

6.4 Vertido y colocación del hormigón

Antes de iniciar la proyección, la dirección facultativa deberá aprobar el equipo y el operador. Cuando se inicia la misma, se dirigirá la boquilla en otra dirección a la de los trabajos hasta que la mezcla sea correctamente ajustada. Asimismo, en el caso de que durante la proyección el flujo fuera intermitente, el operario deberá realizar la misma operación hasta que dicho flujo vuelva a ser constante. Por ello, se recomienda proteger adecuadamente las zonas adyacentes a la de trabajo, para evitar salpicaduras, manchas y rebotes.

Cada capa de hormigón proyectado se llevará a cabo mediante varias pasadas de la boquilla en la zona de trabajo, mediante el uso de buenas prácticas y la manipulación de la boquilla. Cada pasada se realiza con una trayectoria en forma de elipse que se traslada en el espacio, esto es, no hay que concentrar la proyección en un punto. El hormigón saldrá de la boquilla en un flujo constante e ininterrumpido, manteniendo una distancia al soporte (entre 0,5 y 1,5 m en función del sistema de proyección y del equipo empleado) y un ángulo adecuado (próximo a 90º con respecto al sustrato). Cuando se proyecte detrás de la armadura, la boquilla se mantendrá próxima al sustrato y con un ángulo que asegure que la armadura quede totalmente envuelta, evitando que se acumule el rebote detrás de la misma.

Para superficies verticales o casi verticales, la proyección del hormigón deberá comenzar desde la parte inferior. En zonas donde se aplican capas gruesas, la superficie superior mantendrá una pendiente de aproximadamente 45º. Para superficies superiores curvas en clave o en bóveda, se deberá proyectar el hormigón preferiblemente desde los laterales hasta la parte superior.

Se respetará el tiempo suficiente para que el hormigón de una capa fragüe antes de aplicar la siguiente. Para obtener el espesor de hormigón prescrito es preferible, desde el punto de vista técnico, hacer varias pasadas formando capas finas, si bien desde el punto de vista de rendimientos este proceso no es satisfactorio, por lo que habrá que encontrar un equilibrio en la propia obra.

El constructor asegurará la proyección de una capa con el espesor mínimo establecido en proyecto. Para simplificar el control del espesor, siempre que sea posible, se instalarán separadores de referencia en diferentes puntos de la superficie sobre la cual se va a proyectar hormigón. El operador que controla la boquilla deberá cubrir la superficie con material hasta que no se aprecien los separadores, buscando generar un espesor lo más uniforme posible. Todo el material de rebote se retirará de la zona de trabajo y no se usará en los trabajos de proyección. La eliminación del rebote se realizará con el debido respeto a los riesgos de contaminación ambiental.

La máquina de proyección y el equipo auxiliar tendrán una capacidad adecuada para los volúmenes aplicados. Además, el equipo será a prueba de fugas con respecto a todos los materiales, manteniéndose en correcto funcionamiento para la duración de los trabajos en la obra. El equipo de proyección será capaz de alimentar los materiales a un ritmo aproximadamente constante y de expulsar las mezclas de hormigón proyectado desde la boquilla a velocidades que permitan la adherencia a la superficie con un mínimo rebote y una máxima adherencia y densidad.

El equipo se limpiará en profundidad como mínimo una vez por cada turno de trabajo, o en intervalos de tiempo menores si se usan aditivos para el control de la hidratación, para prevenir acumulación de residuos.

Las mangas flexibles o rígidas deberán seguir una línea recta o curvas suaves. Además, presentarán un diámetro uniforme adecuado a la mezcla y a las características de la fibra (en el caso de hormigón proyectado con fibras) determinados en las pruebas en obra, evitando cualquier abolladura o torcedura.

El equipo para proyección por vía húmeda se configurará de acuerdo con las recomendaciones del fabricante. La boquilla estará diseñada para la adición de aire presurizado para obtener velocidad y alta compactación del hormigón. En los casos que se requiera, la boquilla presentará una entrada para la incorporación de los aditivos acelerantes de fraguado. Preferiblemente, estos aditivos se deberán mezclar con el aire comprimido en la boquilla antes de incorporarse al hormigón. La boquilla debe ser suficientemente larga para aprovechar la presión generada por el aire comprimido. El aire para el equipo debe ser limpio, seco y libre de aceite. Se proporcionará de forma continua al equipo a una presión no más baja que la de operación y en los ratios de volumen especificados por el fabricante.

6.5 Proyección para trabajos de reparación

Para trabajos de reparación de hormigón, se aplicarán los requisitos especificados en los apartados anteriores. Asimismo, se deberán cumplir las recomendaciones indicadas a continuación:

- Antes de iniciar los trabajos de reparación, se realizará una prueba en un área de la superficie para verificar la calidad de la superficie y que la armadura queda embebida adecuadamente.
- El hormigón se aplicará hasta el nivel del hormigón adyacente o hasta cumplir el recubrimiento especificado. Si fuera necesario, se usará encofrado para obtener la forma original.
- Si el espacio entre barras de armado es menor de 50 mm, se tomarán medidas especiales, tales como disminuir el hormigón que sale de la boquilla y reducir la distancia entre la boquilla y el sustrato.

6.6 Puesta en obra del hormigón en condiciones climáticas especiales

6.6.1 Hormigonado en tiempo frío

El hormigón proyectado se protegerá de la helada esporádica hasta que haya alcanzado una resistencia a compresión de al menos 5 N/mm². Si la helada se produjera de manera cíclica a cortas edades, se tomarán medidas adicionales para evitar que afecte a la durabilidad del material colocado.

Antes y durante la ejecución de elementos con riesgo de desprendimiento, el hormigón que se proyecta debe tener una temperatura de al menos 10°C. En el caso de que la temperatura afecte al comportamiento del material y la puesta en obra, deberán tomarse medidas adicionales en la central de producción para incrementar la temperatura del hormigón de partida, bien sea empleando agua caliente, bien protegiendo los áridos frente a heladas, entre otras medidas. Además se deberá tener en cuenta la temperatura del aire empleado para la proyección, así como la de los aditivos activadores de fraguado.

6.7 Curado del hormigón

En el hormigón proyectado, aparte de los métodos de curado habituales, podrán utilizarse aditivos de curado interno. Si los agentes de curado se aplican en zonas en las que habrá proyección de más capas de hormigón, se realizarán pruebas para comprobar la adherencia entre capas. Para ello, se emplearán las mezclas y métodos de trabajo aprobados antes de emplear dichos agentes en la obra.

El curado preferiblemente comenzará durante los 20 minutos siguientes a la finalización de cada operación de proyección si se usan aditivos acelerantes de fraguado y durante la primera hora siguiente cuando no se emplee ese tipo de aditivos. El curado será continuo durante al menos 7 días.

6.8 Procesos posteriores al hormigonado

6.8.1 Desencofrado, desmoldeo y descimbrado

Dada la velocidad muy rápida de desarrollo de resistencias de estos hormigones, se pueden reducir los tiempos de desencofrado, desmoldeo o descimbrado, que será como mínimo el tiempo en el que el conjunto del elemento estructural sea estable y esté todo proyectado.

6.8.2 Acabado de superficies

El empleo de aditivos acelerantes dificulta cualquier actuación posterior de acabado en la superficie de hormigón. En consecuencia, debe estudiarse en detalle (incluso con experiencias previas) cuál debe ser el aditivo y la dosificación de acelerante para conseguir el acabado que se requiera.

Salvo que se especifique lo contrario, se evitarán las acciones de acabado como el enrasado superficial aplicado directamente sobre la capa proyectada. En el caso de que se requiera un tratamiento por contacto, este se realizará empleando llanas. Ningún tratamiento de superficie tendrá lugar hasta que la capa previa haya alcanzado una resistencia adecuada. Inmediatamente tras el acabado de la capa final, se aplicará un agente de curado u otro método para proteger la superficie del secado. Donde sea necesaria la realización de un revestimiento posterior, las membranas de curado se retirarán antes de su aplicación.

En el caso de que se produzcan acumulaciones de áridos, nidos de grava u otros defectos, deberán ser eliminados. El área de la nueva proyección no será inferior a 300 x 300 mm.

7 GESTIÓN DE LA CALIDAD DE LOS PRODUCTOS

7.1 Criterios específicos para el control de los productos

7.1.1 Criterios específicos para la comprobación de la conformidad de los productos

Las especificaciones para todos los materiales cumplirán lo establecido en los Artículos 28 a 33 del Código Estructural y en el pliego de prescripciones técnicas particulares. En el caso de emplear fibras, también se seguirán las especificaciones establecidas en el Anejo 7.

7.1.2 Aditivos

En el caso de que se empleen acelerantes de fraguado, antes de comenzar la obra, se comprobará el efecto de los mismos a partir de ensayos con el cemento empleado, así como el resto de aditivos para la fabricación del hormigón de partida. Como consecuencia de lo anterior, se seleccionarán las marcas, tipos y dosificación de los acelerantes en la obra. La continuidad de su composición y características será garantizada por el fabricante correspondiente.

Durante la ejecución de la obra se vigilará que los acelerantes de fraguado sean los aprobados según el párrafo anterior. La dirección facultativa, cuando lo considere necesario en la ejecución de la obra, podrá requerir la comprobación de las condiciones exigidas a los acelerantes de fraguado. La dosificación de validación de los acelerantes de fraguado será aquella que permita una adecuada puesta en obra, así como el correcto desarrollo de resistencias mecánicas a todas las edades según sea la especificación del hormigón.

El incumplimiento de alguna de las especificaciones será condición suficiente para calificar los acelerantes como no aptos para los hormigones. Cualquier posible modificación de la marca, el tipo o la dosificación que se vayan a utilizar, respecto a lo aceptado en los ensayos previos al comienzo de la obra, implicará su no utilización, hasta que tras la realización de nuevos ensayos de validación la dirección facultativa autorice su aceptación y empleo en la obra.

7.2 Control del hormigón

La caracterización de las propiedades del material se podrá realizar a tres niveles: sobre el hormigón de partida, sobre el hormigón ya proyectado en artesas normalizadas y sobre el hormigón proyectado en la propia estructura. Cuando la extracción del testigo o la ejecución del ensayo no supongan riesgo al que lo ejecuta y no provoquen un perjuicio estructural o estético inaceptables, la caracterización se podrá realizar en la propia estructura, no siendo necesario repetirla en la artesa. En caso contrario, se considerará que los resultados derivados de la caracterización de las artesas

proyectadas son representativos de la propia estructura, aunque pueden existir diferencias que deben ser evaluadas si se producen incidencias o no conformidades.

En lo que respecta al control del hormigón, hay que distinguir dos etapas con finalidades distintas: la validación previa y el control sistemático. En la primera de ellas, realizada antes del inicio de la ejecución de la estructura, se llevará a cabo la evaluación del comportamiento del hormigón y la comprobación de su conformidad con los requerimientos establecidos en proyecto. El equipo usado en las pruebas será el mismo que el empleado en la obra y los materiales serán representativos de aquellos que se usarán. La proyección será realizada por los operadores encargados de llevar a cabo la proyección en obra, los cuales deberán demostrar su competencia y habilidad para producir hormigón proyectado, cumpliendo en todo momento con las presentes recomendaciones. Con la mezcla de prueba se prepararán suficientes paneles de, al menos, 1.000 x 1.000 mm para proyección mediante robot y 600 x 600 mm para proyección manual, siguiendo lo descrito en la norma UNE-EN 14488-1, que serán debidamente caracterizados. La edad de extracción de las muestras, la edad de ensayo y el procedimiento de conservación y curado adoptados en esta etapa, serán los mismos que se emplearán durante la ejecución de la obra.

El procedimiento descrito en el párrafo anterior se repetirá teniendo en cuenta los valores máximos y mínimos previstos para la dosificación de acelerante y para los parámetros de proyección (presión de las bombas y del aire comprimido) durante la obra. En ese sentido, se deberá comprobar que los hormigones obtenidos en dichas situaciones extremas atienden a los requerimientos de proyecto. Asimismo, se realizará la caracterización del hormigón de partida empleado en las pruebas, con el fin de establecer los requerimientos que el responsable del suministro del mismo deberá respetar durante la ejecución. Como resultado final de esta etapa, se elaborará un informe de validación en el que se incluirá la descripción de las dosificaciones validadas, de los parámetros de proyección de referencia, de los resultados obtenidos y de los criterios para la aceptación de los hormigones.

En la segunda etapa, realizada durante la ejecución de la obra, se llevará a cabo la comprobación sistemática de los requerimientos desde el punto de vista de comportamiento y durabilidad establecido en proyecto y derivado de la etapa anterior. Dicha verificación se realizará tanto en el hormigón de partida como en el hormigón ya colocado. Es importante asegurar que el material objeto de los ensayos de control sea lo más representativo posible del que se encuentra en la estructura. Por ello, los ensayos de caracterización del hormigón ya colocado se llevarán a cabo en una superficie ejecutada con una dosificación de acelerante que sea representativa del lote.

7.2.1 Criterios generales para el control de la conformidad de un hormigón

Los criterios para el control del hormigón de partida son los mismos establecidos en el Código. El control de la calidad del hormigón proyectado incluirá, además del control especificado en el Código, el de su resistencia a muy cortas edades.

7.2.2 Toma de muestras

En el caso de que la tipificación del hormigón de partida se realice por propiedades, la toma de muestras previamente al proceso de proyección se realizará tal y como establece el Código. En el caso del hormigón proyectado, las muestras se obtendrán a partir de paneles previamente proyectados en la misma obra siguiendo el procedimiento descrito en la norma UNE-EN 14488-1 o en muestras extraídas del mismo hormigón colocado en obra, con lo que se obtienen resultados más representativos. La localización del punto a caracterizar en la estructura deberá ser propuesta por el contratista y aprobada por la dirección facultativa, siendo la dosificación de acelerante usada en la proyección de ese punto representativa del lote.

La extracción de muestras de los paneles proyectados o de la propia estructura se realizará cuando el hormigón proyectado haya alcanzado una resistencia a compresión media de al menos 15 N/mm², estimada en probetas cilíndricas. Todas las muestras extraídas serán talladas y preparadas antes de los ensayos, y se referenciarán apropiadamente, marcando la fecha y la hora de la proyección. El curado y la conservación de las muestras se realizará de manera análoga a la aplicada en obra. Para garantizar

la trazabilidad, se aconseja realizar los controles del hormigón de partida y del hormigón proyectado sobre los mismos lotes de suministro.

7.2.3 Realización de los ensayos

Los principales ensayos realizados se presentan en la tabla A9.7.2.3, pudiendo ser de tipo informativo o característico. Los primeros aportan información básica sobre el material o sobre la compatibilidad de algunos de sus componentes, mientras que los segundos son de comprobación obligatoria para la aceptación del hormigón de partida o del proyectado. La dirección facultativa podrá incorporar otros ensayos a los ya indicados, así como establecer la obligatoriedad de ensayos informativos para la aceptación del material.

Tabla A9.7.2.3 Clasificación de los ensayos

Tipo	Ensayos
Informativos	Vicat modificado (7.2.3.7)
	Módulo de deformación (7.2.3.4)
	Contenido de fibras (7.2.3.5)
Característicos	Docilidad (7.2.3.1)
	Resistencia a compresión (7.2.3.2)
	Resistencia residual a flexotracción ⁽¹⁾ (7.2.3.3)
	Comprobación de espesor proyectado (7.2.3.6)

(1) Este ensayo se considerará obligatorio solo en hormigones reforzados con fibras con responsabilidad estructural.

NOTA: Entre paréntesis se recogen los apartados de este anexo donde se detallan los correspondientes ensayos.

Otro aspecto relevante en elementos estructurales de hormigón proyectado, es la definición del momento en el que se lleva a cabo la caracterización. Dada la importancia de la evolución de la resistencia a corta edad en la estabilidad del elemento proyectado, se recomienda la realización de ensayos para estimar de manera directa o indirecta la evolución de propiedades durante las primeras 24 horas. Asimismo, para obtener resultados más fiables y representativos, se recomienda que la edad de caracterización de las propiedades mecánicas se acerque al momento en el que deberían producirse las solicitudes en la estructura o exista riesgo de inestabilidad. Por lo general, si no hubiera especificación diferente en el pliego de condiciones o por limitaciones del procedimiento de ensayo, se define como edad de referencia para el cálculo de valores característicos la de 28 días.

En caso de que los componentes del hormigón de partida varíen o exista un cambio en el proceso de la puesta en obra, será necesario comprobar experimentalmente su idoneidad antes de seguir con la ejecución de la obra.

7.2.3.1 Ensayos de docilidad del hormigón

La docilidad del hormigón de partida se comprobará mediante la determinación de la consistencia del hormigón fresco por el asentamiento en el cono de Abrams de acuerdo con la norma UNE-EN 12350-2 o por la extensión de flujo en la mesa de sacudidas de acuerdo con la norma UNE-EN 12350-5. Se dará preferencia a la realización de este último ensayo por su mayor capacidad de discriminar variaciones que pueden afectar al proceso de bombeo y proyección, especialmente cuando se emplea hormigón con fibras. Salvo que se especifique lo contrario, la comprobación de la docilidad del hormigón se llevará a cabo justo antes del vertido a la tolva del equipo de proyección.

7.2.3.2 Ensayos de resistencia del hormigón

La evaluación de la resistencia hasta las 24 horas se llevará a cabo de acuerdo con la norma UNE-EN 14488-2, bien mediante el ensayo de penetración (que se utiliza hasta que el hormigón adquiere una

resistencia igual a $1,0 \text{ N/mm}^2$), bien mediante el método de la pistola de clavos (que se utiliza para estimar la resistencia hasta $20,0 \text{ N/mm}^2$).

En función de la evolución temprana de la resistencia medida con los ensayos hasta las 24 horas, el hormigón proyectado se clasificará como de tipo J1, J2 o J3, de acuerdo con la figura A9.7.2.3.2. Los hormigones de clase J1 tendrán una evolución de resistencias entre las curvas A y B, mientras que los de clase J2 tendrán una evolución entre las curvas B y C. Los hormigones J3 deberán tener una resistencia superior a la indicada en la curva C.

La resistencia a compresión del hormigón proyectado cuando el material ya tenga una resistencia mínima de 15 N/mm^2 se estima de acuerdo con la norma UNE-EN 123090-3, a través del ensayo de testigos. Las muestras pueden ser cúbicas o cilíndricas, y la relación altura/diámetro (h/d) debe ser igual a 1,0 para muestras cúbicas y 2,0 para muestras cilíndricas. La utilización de distintas formas de muestra y distintas relaciones h/d , exige utilizar factores de conversión para comparar los resultados experimentales de resistencia a compresión. Se recomienda establecer una única forma de las muestras y adecuar la preparación de las mismas para que se mantenga la relación h/d deseada.

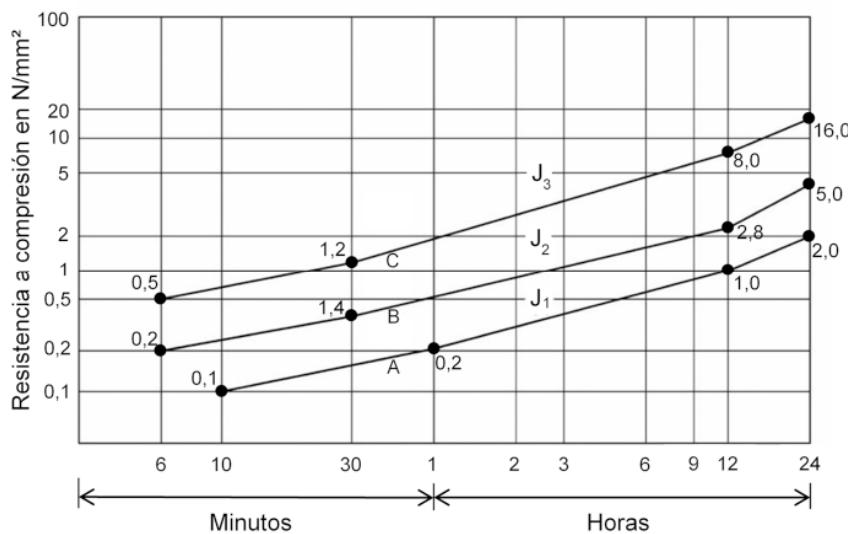


Figura A9.7.2.3.2 Requisitos de evolución de resistencia a muy corta edad

7.2.3.3 Resistencia a flexión y resistencia residual

A menudo, el hormigón proyectado está sometido a esfuerzos de flexión en servicio. La resistencia a flexión es una medida indirecta de la resistencia a tracción del hormigón y se realiza sobre viguetas cortadas o paneles obtenidos tras la proyección. Asimismo, es obligatoria la estimación de la resistencia residual del hormigón proyectado con fibras cuando estas tienen una responsabilidad estructural. Para ello, se debe emplear el ensayo de flexotracción según la norma UNE-EN 14651, el cual permite estimar las resistencias residuales requeridas para el diseño en estado límite de servicio y estado límite último. En este sentido, se tomarán como referencia los resultados obtenidos en el ensayo de tres puntos realizados en prismas de $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}$ con entalle.

Por las características del proceso de producción, dicho ensayo no es de fácil aplicación para el control sistemático del hormigón proyectado con fibras. Por esa razón, se pueden emplear ensayos alternativos. La determinación de los valores residuales equivalentes entre el ensayo de flexotracción según la norma UNE-EN 14651 y el ensayo alternativo elegido, se llevará a cabo mediante una comprobación experimental previa a la ejecución, tal y como indica el Anexo 7.

En esta comprobación, se producirán paneles de la misma proyección destinados a la extracción de los testigos para ambos ensayos. Para ello, se usarán paneles que tengan al menos 3,5 veces el volumen de los testigos, evitando la extracción en zonas afectadas por el rebote o por los efectos de borde. El espesor proyectado será suficiente para satisfacer la altura mínima de la muestra requerida

para cada ensayo. Se tallarán los testigos para regularizar las caras de las probetas y eliminar la rugosidad de la superficie proyectada. La edad de extracción de las muestras de los paneles, las edades de ensayo y los procedimientos de conservación y curado serán los mismos empleados posteriormente en la etapa de control de calidad. Los resultados obtenidos para aberturas de fisura análogas para ambos ensayos servirán para estimar las cargas residuales equivalentes, que serán la referencia para el control sistemático de la resistencia residual mediante el ensayo alternativo.

Para simplificar la extracción, la caracterización y el control sistemático, se recomienda que la resistencia residual se estime de manera indirecta mediante el Método Barcelona, descrito en la norma UNE 83515. Las aberturas de fisuras análogas entre dicho ensayo y el de flexotracción serán las definidas en el Anejo 7. El procedimiento de definición de equivalencia de la resistencia residual descrito con anterioridad también se podrá usar para estimar la tenacidad del material.

La estimación de la capacidad de absorción de energía de probetas planas reforzadas con fibras se realizará según la norma UNE-EN 14488-5.

7.2.3.4 Módulo de deformación

La estimación del módulo de deformación se realizará con testigos conforme a la norma UNE-EN 12390-13.

7.2.3.5 Contenido de fibras

La rápida evolución de las propiedades mecánicas del hormigón proyectado con acelerantes de fraguado dificulta la cuantificación del contenido de fibras por los métodos tradicionales. La determinación de dicho contenido se llevará a cabo de acuerdo con lo establecido en la norma UNE 83607. En el caso de utilizar fibras metálicas, se recomienda la utilización del método descrito por la norma UNE-EN 14721, que estima el contenido de fibras mediante un método inductivo.

7.2.3.6 Ensayos para la comprobación del espesor proyectado

La verificación del espesor proyectado tras la ejecución de la estructura es de carácter obligatorio y se realizará con métodos topográficos o equivalentes. Dicha comprobación se realizará en puntos representativos distribuidos uniformemente por toda la superficie.

7.2.3.7 Ensayo de Vicat modificado

Como forma indirecta de comprobar la dosificación de acelerante de fraguado requerida o la compatibilidad entre los acelerantes de fraguado y los demás aditivos y cemento seleccionados, se empleará el ensayo de Vicat modificado, utilizando el mismo equipo descrito en la norma UNE-EN 196-3 para la determinación del tiempo de fraguado. Para la realización del ensayo, los materiales y los equipos deberán estar a la misma temperatura que la de la obra durante la aplicación del material.

El ensayo consiste en mezclar activamente 300 g de cemento con 84 g de agua durante 30 segundos hasta conseguir una pasta homogénea. Luego, se añaden los aditivos plastificantes/superplastificantes o retardantes, mezclando activamente durante 90 segundos. A continuación, se deja reposar durante 30 segundos y se vuelve a mezclar durante 90 segundos. Una vez terminado ese tiempo, se añade el acelerante de fraguado de manera rápida, continua y distribuida sobre el material mientras se mezcla de manera vigorosa durante 15 segundos. La mezcla se introduce en el molde tronco-cónico estandarizado en la norma UNE-EN 196-3 apoyado sobre una placa base y, en un tiempo inferior a 30 segundos desde la mezcla con el acelerante, se realiza la primera lectura. Todas las mediciones se llevan a cabo con la aguja usada para determinar el inicio de fraguado, que se pone en contacto con la parte superior de la muestra y se deja caer sobre la misma.

El tiempo de inicio de fraguado se considera como aquél, en el que la aguja deja de tocar la placa base. El tiempo de final de fraguado se considera como aquél, en el que la aguja penetra menos de 1 mm en la muestra. Ambos se miden tomando como referencia el inicio de la adición del acelerante de fraguado. El ensayo se repetirá como mínimo tres veces manteniendo la misma composición de mezcla

y se usarán los tiempos promedio obtenidos en las tres mediciones. La tabla A9.7.2.3.7 presenta una clasificación orientativa de los resultados.

Tabla A9.7.2.3.7 Clasificación de los resultados del Ensayo de Vicat modificado

Fraguado	Aceptable	Muy bueno
Inicio	≤ 5 min	≤ 2 min
Fin	≤ 10 min	≤ 5 min

En aras de facilitar la comparación de la eficiencia de diferentes acelerantes, se podrán comparar los tiempos obtenidos para una misma dosificación definida previamente de acuerdo con los requisitos del proyecto. Alternativamente, también se podrá determinar la dosificación mínima requerida de cada acelerante para alcanzar un comportamiento considerado aceptable o muy bueno.

Para aplicaciones con alto riesgo de desprendimiento del material proyectado o en las que se requiera resistencia a muy cortas edades, se recomienda buscar la composición o la dosificación que confiera un comportamiento clasificado como muy bueno. En cambio, las aplicaciones en las que no existe un riesgo elevado de desprendimiento se pueden ejecutar con composiciones o dosificaciones que presenten un comportamiento clasificado como aceptable. La realización del ensayo de Vicat modificado no exime al constructor de llevar a cabo pruebas a escala real para confirmar la compatibilidad y los resultados obtenidos.

ANEJO 10**Hormigones de limpieza****Contenidos del anejo**

1. ALCANCE.
2. MATERIALES.
 - 2.1 CEMENTOS UTILIZABLES.
 - 2.2 ÁRIDOS.
 - 2.3 ADITIVOS.
 - 2.4 ADICIONES.
3. CARACTERÍSTICAS DE LOS HORMIGONES DE LIMPIEZA (HL).

1 Alcance

En este Código se han definido las especificaciones reglamentarias del hormigón en masa estructural (HM), del hormigón armado estructural (HA) y del hormigón pretensado estructural (HP), y con este anexo se definen también el alcance y las especificaciones que deben tener los hormigones de limpieza.

- Hormigón de limpieza (HL): Es un hormigón que tiene como fin evitar la desecación del hormigón estructural durante su vertido así como una posible contaminación de éste durante las primeras horas de su hormigonado.

Este anexo no contempla el hormigón que tiene como fin conformar volúmenes de hormigón no estructural. Ejemplos de estos son los hormigones para aceras, hormigones para bordillos y los hormigones de relleno.

2 Materiales

2.1 Cementos utilizables

Los cementos utilizables en los hormigones de limpieza son los cementos comunes conformes con la vigente Instrucción de Recepción de Cementos.

2.2 Áridos

Para la fabricación del hormigón de limpieza, podrán emplearse arenas y gravas rodadas o procedentes de rocas machacadas, o escorias siderúrgicas apropiadas.

Para la fabricación del hormigón de limpieza, podrá emplearse hasta un 100% de árido grueso reciclado, siempre que éste cumpla las especificaciones definidas para el mismo en el apartado 30.8 de este Código.

En el caso de que haya evidencia de su buen comportamiento, de acuerdo con el Artículo 30 de este Código, podrán emplearse escorias granuladas procedentes de la combustión en centrales térmicas como áridos, siempre que cumplan las mismas especificaciones que contempla el apartado 30.9 para los áridos siderúrgicos.

2.3 Aditivos

Los hormigones de limpieza se caracterizan por poseer bajos contenidos de cemento, por lo que resulta conveniente la utilización de aditivos reductores de agua al objeto de reducir en lo posible la estructura porosa del hormigón en estado endurecido.

2.4 Adiciones

Las cenizas volantes deben tener marcado CE (sujetas la norma UNE-EN 450-1) y la declaración de prestaciones (DdP) deberá recoger los requisitos establecidos en el apartado 32.1 de este Código.

En el caso de cenizas volantes de co-combustión, la declaración de prestaciones deberá cumplir, además, los siguientes requisitos:

$(\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3)$ (%) según UNE-EN 196-2 ≥ 70

Na_2O eq según UNE-EN 196-2 $\leq 5,0$

MgO (%) según UNE-EN 196-2 $\leq 4,0$

Contenido en SiO₂ reactivo (%) ≤ 25

P₂O₅ (%) total según ISO 29581-2 ≤ 5

PO₄³⁻ soluble $\leq 100 \text{mg/Kg}$

Variación del tiempo de fraguado inicial (mezcla 75/25) (min) $\leq 200^{(1)}$

⁽¹⁾ El tiempo de fraguado inicial de la mezcla 75/25 (cemento/ceniza volante) no debe ser superior a dos veces el tiempo de fraguado inicial de una pasta fabricada con el 100% del cemento de ensayo.

La declaración de prestaciones del fabricante deberá indicar el tiempo de fraguado inicial de la mezcla 75/25 (mezcla formada por un 75% del cemento de ensayo y un 25% de cenizas volantes), expresado en minutos.

La cantidad máxima de adiciones, bien sean cenizas volantes según el Artículo 32 de este Código, o cenizas volantes de co-combustión según la norma UNE-EN 450-1, no excederá del 35% del peso de cemento.

No podrán emplearse en el mismo hormigón simultáneamente cenizas de distintas procedencias.

3 Características de los hormigones de limpieza (HL)

El único hormigón utilizable para esta aplicación, se tipifica de la siguiente manera:

HL-150/C/TM

Como se indica en la identificación, la dosificación mínima de cemento será de 150 kg/m³.

Se recomienda que el tamaño máximo del árido sea inferior a 30 mm, al objeto de facilitar la trabajabilidad de estos hormigones.

ANEJO 11

Procedimiento de preparación por enderezado de muestras de acero procedentes de rollo, para su caracterización mecánica

Contenidos del anexo

- 1 INTRODUCCIÓN.**
- 2 TOMA DE MUESTRAS.**
- 3 EQUIPO PARA LA PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS POR ENDEREZADO.**
- 4 PROCEDIMIENTO DE PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS POR ENDEREZADO.**

1 Introducción

Este anexo tiene por objeto establecer las condiciones en las que debe realizarse la preparación y enderezado de muestras extraídas de suministros de acero corrugado en rollo, que deberá realizarse antes de cualquiera de los ensayos de caracterización mecánica establecidos en este Código.

2 Toma de muestras

Las muestras se extraerán directamente de rollos terminados, en condiciones de suministro. Se procederá para ello a extraer del rollo espiras completas.

Para cada toma de muestras, se obtendrá un total de tres espiras procedentes de cada rollo que sea objeto de control. De cada espira, se obtendrán dos muestras iguales, consistentes en medias espiras.

De cada espira, una de las muestras (media espira) se empleará para los ensayos en el laboratorio de control y la otra, debidamente identificada mediante los correspondientes precintos, quedará bajo la custodia del responsable de la instalación en la que se efectúe la toma de muestras (instalación siderúrgica, taller de ferralla, obra, etc.) donde se almacenará, sin deformar ni manipular, por si fueran precisas como muestras de contraensayo durante el plazo de un mes desde la fecha de su toma de muestras.

3 Equipo para la preparación de las muestras por enderezado

Las muestras extraídas del rollo se someterán a un proceso de enderezado mediante una máquina adecuada, que presente un total de ocho rodillos del mismo diámetro (cuatro tractores para arrastrar el acero y otros cuatro libres), capaces de poder ser desplazados verticalmente para ajustarse al eje de la barra y con una disposición al tresbolillo similar a la de la figura A11.3. El diámetro de los rodillos y la separación entre los mismos, será el indicado en la tabla A11.3.

Tabla A11.3 Características geométricas de los rodillos

Tipo de rodillo	Características geométricas			
	Diámetro rodillo (mm)		Separación horizontal entre rodillos (mm)	
	$\varnothing \leq 12$	$\varnothing > 12$	$\varnothing \leq 12$	$\varnothing > 12$
Tractor o libre	$160 \pm 10\%$	$195 \pm 10\%$	$175 \pm 5\%$	$330 \pm 5\%$

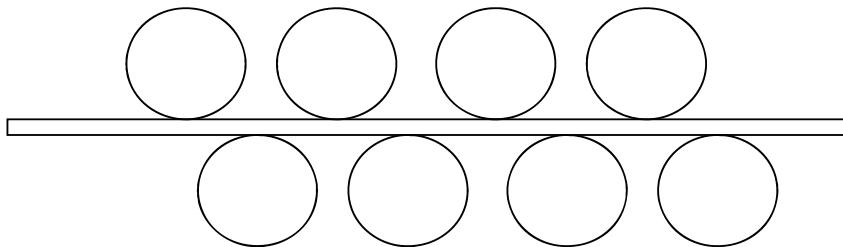


Figura A11.3 Disposición de los rodillos en la máquina de enderezado

La enderezadora deberá tener un registro continuo de las condiciones en las que efectúa el enderezado (posición de rodillos, velocidad de enderezado, etc.).

4 Procedimiento de preparación de las muestras por enderezado

Una vez enderezada la muestra, se eliminarán 35 cm de cada extremo de la misma. A continuación, se comprobará la eficacia del enderezado, procediéndose a rechazar cualquier semiespira enderezada que, una vez eliminados los extremos, presente aplastamientos o deformaciones en la sección transversal, o tenga una desviación respecto a la alineación recta superior a 5 mm/m. A continuación, se podrá proceder al corte de las probetas para su posterior ensayo de caracterización mecánica, de acuerdo con lo indicado en el articulado de este Código.

ANEJO 12**Estimación de la vida útil de elementos de hormigón****Contenidos del anexo**

- 1. INTRODUCCIÓN.**
- 2. ESTIMACIÓN DE LA VIDA ÚTIL DE LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN.**
- 3. MODELOS PARA EL PERÍODO DE INICIACIÓN EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN.**
 - 3.1 CARBONATACIÓN DEL HORMIGÓN.**
 - 3.2 INGRESO DE IONES CLORURO EN EL HORMIGÓN.**
 - 3.2.1 CONTENIDO LÍMITE DE IONES CLORURO EN EL HORMIGÓN QUE PROVOCА EL INICIO DE LA CORROSIÓN EN LA ARMADURA.**
- 4. MODELOS PARA EL PERÍODO DE PROPAGACIÓN EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN.**
 - 4.1 TIEMPO DE CORROSIÓN PARA LA FISURACIÓN DEL RECOBERTIMIENTO.**
 - 4.2 TIEMPO DE CORROSIÓN PARA UNA PÉRDIDA DE DIÁMETRO INADMISIBLE EN LA *armadura*.**

1 Introducción

Este anexo, de carácter informativo, sirve como ejemplo de algunos de los modelos que el autor del proyecto puede utilizar, bajo su responsabilidad y buen criterio, para la estimación de la vida útil de las estructuras y/o elementos de hormigón.

El objeto de este anexo es proporcionar una herramienta que facilite la estimación de la vida útil residual de las estructuras existentes, así como ayudar en los siguientes casos:

- Que el autor del proyecto especifique un hormigón con una dosificación más estricta que la indicada en el articulado (por ejemplo con una relación a/c menor o con un mayor contenido de cemento).
- En el caso de estructuras en ambientes muy agresivos donde el articulado no proporciona una estrategia de durabilidad totalmente definida.

En ambos casos este anexo permite estimar la posible reducción de los recubrimientos recogidos en el Artículo 44 del Código cuando se mejoran las prestaciones relativas a la durabilidad del hormigón.

En ningún caso puede utilizarse para reducir los recubrimientos de las tablas 44.2.1.1.a y b en hormigones con las dosificaciones estrictas de la tabla 43.2.1.a.

2 Estimación de la vida útil de los elementos de hormigón

En general, la vida útil de los elementos de hormigón se puede obtener de acuerdo con la siguiente expresión:

$$t_{\text{est}} = t_{\text{inic}} + t_{\text{prop}}$$

siendo:

t_{inic} : período de iniciación, definido como el tiempo transcurrido hasta que se inicia el daño según se indica en el apartado 3, y

t_{prop} : período de propagación, definido como el de tiempo desde que se inicia el daño hasta que se alcanza el umbral inadmisible, según se indica en el apartado 4.

3 Modelos para el período de iniciación en elementos de hormigón

3.1 Carbonatación del hormigón

En el caso de elementos ubicados en clases de exposición XC, se tendrá que:

$$t_{\text{inic}} = t_{\text{inic,desp}}$$

siendo $t_{\text{inic,desp}}$ el período de tiempo transcurrido hasta que se inicia la corrosión, que vendrá definido por:

$$t_{\text{inic,desp}} = \left(\frac{c}{k_{\text{app,carb}}} \right)^2$$

donde:

c recubrimiento mínimo, en mm

$k_{\text{app,carb}}$ coeficiente de carbonatación aparente, expresado en $\text{mm/año}^{1/2}$.

El valor de $k_{ap,carb}$ se determinará, preferentemente, de forma experimental, según la norma UNE 83993-1. En su caso, a falta de datos experimentales, el autor del proyecto podrá estimar su valor a partir de la siguiente expresión:

$$k_{ap,carb} = c_{env} \cdot c_{air} \cdot a(f_{ck} + 8)^b$$

siendo:

c_{env} y c_{air} los coeficientes de ambiente y de utilización de aireantes, respectivamente, que se obtendrán de acuerdo con las tablas A12.3.1.a y A12.3.1.b

f_{ck} resistencia característica especificada para el hormigón, en N/mm²

a, b parámetros adimensionales, de acuerdo con la tabla A12.3.1.c.

Tabla A12.3.1.a Coeficientes c_{env} para estimar el coeficiente de carbonatación aparente

Ambiente	c_{env}
Protegido de la lluvia	1,0
Expuesto a la lluvia	0,5
Elementos enterrados, por encima del nivel freático	0,3
Elementos enterrados, por debajo del nivel freático	0,2

Tabla A12.3.1.b Coeficientes c_{air} para estimar el coeficiente de carbonatación aparente

Aire ocluido	c_{air}
< 4,5 %	1,0
≥ 4,5 %	0,7

Tabla A12.3.1.c Parámetros a y b para estimar el coeficiente de carbonatación aparente

Conglomerante	a	b
Cemento portland	1800	-1,7
Cemento portland + 28% cenizas volantes	360	-1,2
Cemento portland + 9% humo de sílice	400	-1,2

3.2 Ingreso de iones cloruro en el hormigón

En el caso de elementos ubicados en clases de exposición XS o XD, a los efectos de la determinación del avance de los iones cloruro en el interior del hormigón en función del tiempo, el autor del proyecto podrá utilizar la siguiente expresión:

$$C_{th} = C_b + (C_s - C_b) \cdot \left[1 - erf\left(\frac{c}{2\sqrt{D_{app,c}(t) \cdot t}}\right) \right]$$

donde:

C_{th} contenido límite de iones cloruro en el hormigón que provoca el inicio de la corrosión en la armadura, expresado en porcentaje del peso de cemento y definido a una profundidad x , expresada en mm, y a una edad t , expresada en años

C_b contenido de cloruros aportados por los materiales utilizados en la fabricación del hormigón, expresados en porcentaje respecto al peso de cemento, de acuerdo con:

$$C_b = \sum_{i=1}^n C_{b,i}$$

siendo $C_{b,i}$ los contenidos de iones cloruros de cada uno de los materiales componentes (cemento, áridos, adiciones, aditivos, etc.)

C_s contenido de cloruros en la superficie del hormigón, expresada en porcentaje del peso de cemento. A falta de información específica adicional, puede obtenerse de la tabla A12.3.2.a.

Tabla A12.3.2.a Estimación del contenido de cloruros C_s en la superficie del hormigón

Clases de exposición	Distancia L respecto a la costa (m)	C_s (% sobre peso de hormigón)
XS1	Zona de spray, próxima a la zona de salpicaduras	0,25
	Resto hasta $L \leq 5000$	0,15
XS2	n/a	0,40
XS3	n/a	0,50
XD1, XD2, XD3	n/a	0,40

c recubrimiento, expresado en mm

t el período de tiempo (en años) transcurrido hasta que se inicia la corrosión, siendo $t = t_{inic}$

$D_{app,c}(t)$ coeficiente de difusión de cloruros aparente, expresado en $\text{mm}^2/\text{año}$, a la edad t , obtenido experimentalmente del siguiente modo:

- a) En estructuras existentes, a partir de determinaciones experimentales del contenido de cloruros a distintas profundidades sobre testigos extraídos del elemento estructural.
- b) En fase de diseño para hormigones en clase de exposición XS3, de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$D_{app,c}(t) = k_e \cdot D_{app,c}(t_0) \left(\frac{t_0}{t} \right)^n$$

siendo $D_{app,c}(t_0)$ el coeficiente de difusión de cloruros aparente a la edad $t_0 = 28$ días (0,0767 años), cuya determinación se debe realizar a partir de ensayos específicos de difusión de cloruros, según la norma UNE-EN 12390-11.

A efectos orientativos y de evaluación meramente preliminar, se incluyen en la tabla A12.3.2.b los valores de $D_{app,c}(t_0)$ obtenidos a partir del ensayo definido en la norma NT BUILD 492.

Tabla A12.3.2.b Valores indicativos del coeficiente de difusión de cloruros aparente obtenidos con la norma NT BUILD 492

Valores de $D_{app,c}(t_0)$ [$10^{-12} \text{ (m}^2/\text{s)}$]				
Tipo de conglomerante	relación $(a/c)_{eq}^{(*)}$			
	0,35	0,40	0,45	0,50
CEM I	-	8,9	10,0	15,8
CEM II/B-V, CEM I con adición de más del 22% de cenizas volantes	-	5,6	6,9	9,0
CEM I con adición de humo de sílice por encima del 5%	4,4	4,8	-	-
CEM III/B	-	1,4	1,9	2,8

(*) La relación agua/conglomerante efectiva $(a/c)_{eq}$ se obtendrá considerando tanto el contenido de clínker, como los de las adiciones, ponderados en este caso por sus correspondientes coeficientes de eficacia.

n coeficiente de envejecimiento que, a falta de valores experimentales, puede obtenerse de la tabla A12.3.2.c, para las clases de exposición XS2 y XS3:

Tabla A12.3.2.c Coeficiente de envejecimiento

Relación a/c	Tipo de cemento	Coeficiente de envejecimiento, α
Entre 0,40 y 0,50	CEM I	0,30
Otros casos		0,50

k_e coeficiente que depende de la temperatura media ambiental, T_{real} , expresada en °C, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$k_e = e^{4800 \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T_{real}} \right)}$$

3.2.1 Contenido límite de iones cloruro en el hormigón que provoca el inicio de la corrosión en la armadura

El autor del proyecto podrá considerar un contenido límite de ion cloruro C_{th} para las armaduras pasivas como el indicado, a título orientativo, en la tabla A12.3.2.1.a en función de la clase de exposición y referido al contenido de cemento.

Tabla A12.3.2.1.a Contenido límite de ion cloruro C_{th}

Clase de exposición	C_{th} [% sobre peso de cemento]
XS1	0,60
XS2	0,80
XS3	0,60
XD1	0,60
XD2	0,60
XD3	0,40

En el caso de armaduras activas, el valor límite del contenido de cloruros a la altura de la armadura de pretensado será $C_{th,pret} = 0,30$ en el caso general y 0,20 en el caso de la clase XD3, expresado en porcentaje del peso de cemento.

4 Modelos para el período de propagación en elementos de hormigón

4.1 Tiempo de corrosión para la fisuración del recubrimiento

El tiempo transcurrido desde el inicio de la corrosión hasta la fisuración del recubrimiento, se puede obtener de acuerdo con la siguiente expresión:

$$t_{fis,corr} = \frac{P_{corr}}{\nu_{corr}} = \frac{80 \cdot c}{\emptyset \cdot \nu_{corr}}$$

donde:

- $t_{fis,corr}$ tiempo desde el inicio de la corrosión hasta la fisuración de recubrimiento, en años
- P_{corr} penetración de corrosión límite, en μm
- c espesor del recubrimiento de hormigón, expresado en mm
- \emptyset diámetro de la armadura, expresado en mm
- ν_{corr} velocidad de corrosión, expresado en $\mu\text{m/año}$, de acuerdo con la tabla A12.4.1.

Tabla A12.4.1 Velocidad de corrosión

Clase de exposición			v_{corr} ($\mu\text{m/año}$)
Ambiente normal	Seco o permanentemente húmedo	XC1	1
	Humedad alta	XC2	4
	Humedad moderada	XC3	2
	Ciclos humedad – secado	XC4	5
Ambiente marino	Expuesto a aerosoles marinos	XS1	20
	Sumergido permanentemente	XS2	4
	Zona de mareas o salpicaduras	XS3	50
Ambiente con sales fundentes	Humedad moderada	XD1	35
	Humedad alta	XD2	20
	Ciclos humedad - secado	XD3	35

4.2 Tiempo de corrosión para una pérdida de diámetro inadmisible en la armadura

El tiempo transcurrido desde el inicio de la corrosión hasta la pérdida de sección de armadura definida por un espesor $\Delta\phi$, se puede obtener de acuerdo con la siguiente expresión:

$$t_{sec,corr} = \frac{\Delta\phi_{lim}}{v_{corr}}$$

donde:

- $t_{sec,corr}$ tiempo desde el inicio de la corrosión hasta la pérdida de diámetro definido como inadmisible en la armadura, en años
- $\Delta\phi_{lim}$ variación de diámetro debido a la corrosión de la armadura, que se considera inadmisible, expresada en μm
- v_{corr} velocidad de corrosión, expresado en $\mu\text{m/año}$, de acuerdo con la tabla A12.4.1.

ANEJO 13**Ensayos previos y característicos del hormigón****Contenidos del anejo**

- 1. ENSAYOS PREVIOS.**
- 2. ENSAYOS CARACTERÍSTICOS DE RESISTENCIA.**
- 3. ENSAYOS CARACTERÍSTICOS DE DURABILIDAD.**

1 Ensayos previos

Este tipo de ensayos no serán necesarios, salvo en aquellos casos en los que no haya experiencia previa que pueda justificarse documentalmente del empleo de hormigones con los materiales, dosificación y proceso de ejecución que estuvieran previstos en la obra concreta.

El objetivo de los ensayos previos es demostrar mediante ensayos, que se efectuarán sobre hormigones fabricados en laboratorio, que con los materiales, dosificación y proceso de ejecución previstos, es posible conseguir un hormigón que posea las condiciones de resistencia y durabilidad que se le exigen en el proyecto.

Para su realización, se fabricarán al menos cuatro series de probetas procedentes de amasadas distintas, de dos probetas cada una para su ensayo a 28 días de edad, por cada dosificación que se desee emplear en la obra, y operando de acuerdo a los métodos para la fabricación de probetas y para la realización de los ensayos de resistencia y de durabilidad recogidos en este Código.

En el caso de la resistencia a compresión, se deducirá a partir de los valores así obtenidos, un valor de la resistencia media en el laboratorio f_{cm} , que deberá ser lo suficientemente alta como para que sea razonable esperar que, con la dispersión que introducen los procesos de fabricación previstos para su empleo en la obra, la resistencia característica real en obra sea superior, con un margen suficiente, al valor de la resistencia característica especificada en el proyecto.

Los ensayos previos aportan información para estimar el valor medio de la propiedad estudiada, pero son insuficientes para establecer la distribución estadística que sigue el hormigón de la obra. Dado que las especificaciones de este Código, o las adicionales recogidas en el proyecto, no se refieren generalmente a valores medios, como es el caso de la resistencia, es necesario adoptar una serie de hipótesis que permitan tomar decisiones sobre la validez o no de las dosificaciones ensayadas.

Generalmente, se puede admitir una distribución de tipo gaussiano, con una desviación típica poblacional o coeficiente de variación, que debe ser función de los datos conocidos del control de producción de la instalación en la que se vaya a fabricar el hormigón. Obviando la variación que existe entre las poblaciones de hormigón de laboratorio y las fabricadas realmente para la obra, en el caso de la resistencia, puede exigirse al menos que:

$$\bar{x}_n \geq f_{ck} + 2\sigma$$

donde \bar{x}_n es la resistencia media de la muestra obtenida de los ensayos y f_{ck} es la resistencia característica especificada en el proyecto.

La desviación típica σ es un dato básico para poder realizar este tipo de estimaciones. Cuando no se conozca su valor correspondiente al tipo de instalación de fabricación que vaya a emplearse, puede suponerse en una primera aproximación que:

$$\sigma = 4 \text{ N/mm}^2$$

La fórmula anterior se corresponde con unas condiciones medias de dosificación en peso, con almacenamiento separado y diferenciado de todos los materiales componentes y corrección de la cantidad de agua por la humedad incorporada a los áridos donde, además, las básculas y los elementos de medida se comprueban periódicamente y existe un control (de recepción o en origen) de las materias primas.

2 Ensayos característicos de resistencia

Estos ensayos tienen por objeto comprobar antes del inicio de la obra, que las características resistentes del hormigón que se va a colocar en la obra no son inferiores a las previstas en el proyecto.

En el caso de hormigón preparado no son preceptivos, salvo cuando se fabrique por primera vez o cuando se cambie de suministrador de materias primas.

Los ensayos se llevarán a cabo a los 28 días de edad sobre probetas procedentes de n amasadas diferentes, como mínimo tres para cada tipo de hormigón que vaya a emplearse en la obra. Se enmoldarán dos probetas por amasada, que se fabricarán, conservarán y ensayarán de acuerdo con los métodos indicados en este Código.

Para la resistencia a compresión, se calculará el valor medio correspondiente a cada amasada a partir de los resultados individuales de rotura, lo que permite obtener una serie de n resultados medios:

$$x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_n$$

Para que la dirección facultativa acepte la dosificación y el proceso de ejecución correspondiente, a los efectos de resistencia, se deberá cumplir que:

$$\bar{x}_n - 0,97(x_n - x_1) \geq f_{ck}$$

En caso contrario, no se producirá la aceptación, debiendo el responsable de la central introducir las oportunas correcciones. Mientras tanto, se retrasará el comienzo del suministro del hormigón hasta que, como consecuencia de nuevos ensayos característicos, se llegue al establecimiento de una dosificación y un proceso de fabricación aceptable.

3 Ensayos característicos de durabilidad

Estos ensayos tienen por objeto comprobar, previamente al inicio de la obra, que las dosificaciones a emplear son conformes a los criterios de durabilidad establecidos en este Código. Quedan limitados a los ambientes XA, XS, XD, XF y XM. En el caso de que se fabrique el hormigón en obra, son preceptivos para estos ambientes y la dirección facultativa velará para que se efectúe su realización. En el caso de hormigón preparado, el fabricante lo hará constar en la declaración responsable conforme a lo indicado en los puntos 9 y 10 de las mismas según el apartado 1.1.6 del Anejo 4.

Se realizarán ensayos para cada una de las dosificaciones mencionadas en el párrafo anterior y cuyo empleo esté previsto en la obra, al objeto de caracterizarlas. Dichos ensayos serán, en su caso, los de determinación de la profundidad de penetración de agua bajo presión y contenido de aire ocluido. Asimismo, el pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto o la dirección facultativa, podrán disponer la realización de otros ensayos para la determinación de características adicionales como, por ejemplo, la determinación de la velocidad de carbonatación o del coeficiente de difusión de iones cloruro cuando el proyecto incluya una estimación de la vida útil de la estructura, según el Anejo 12 .

Previamente al inicio del suministro, se procederá a la realización de un ensayo en una amasada fabricada en la central con la misma dosificación que se vaya a emplear en la obra. Cada ensayo se realizará sobre tres probetas, en el caso de la determinación de la profundidad de penetración de agua y sobre dos tomas de una muestra, en el caso de la determinación del aire ocluido. La toma de muestras deberá realizarse en la misma instalación en la que va a fabricarse el hormigón durante la obra. La selección del momento para realizar la citada operación, así como la del laboratorio encargado de la fabricación, conservación y ensayo de estas probetas, deberán ser previamente acordadas por el responsable de la recepción del hormigón, el suministrador del mismo y, en su caso, el constructor o el prefabricador.

Los ensayos se realizarán conforme a lo establecido en el apartado 57.3.3 de este Código. Se elaborará un informe con los resultados obtenidos, donde se indicará además, la dosificación real empleada en el hormigón ensayado, así como la identificación de sus materias primas.

ANEJO 14**Tolerancias en elementos de hormigón****Contenidos del anejo**

- 1 ESPECIFICACIONES DEL SISTEMA DE TOLERANCIAS.**
- 2 TERMINOLOGÍA.**
- 3 SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TOLERANCIAS.**
- 4 PRINCIPIOS GENERALES.**
- 5 DESVIACIONES ADMISIBLES.**
 - 5.1 ARMADURAS.**
 - 5.1.1 *Armaduras pasivas.***
 - 5.1.2 *Armaduras activas.***
 - 5.2 CIMENTACIONES.**
 - 5.3 ELEMENTOS DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS CONSTRUIDAS *IN SITU*.**
 - 5.4 ELEMENTOS PREFABRICADOS DE HORMIGÓN.**
 - 5.4.1 *Tolerancias de fabricación de elementos lineales.***
 - 5.4.2 *Tolerancias de fabricación de elementos superficiales.***
 - 5.4.3 *Desviaciones de montaje.***
 - 5.5 NÚCLEOS, TORRES, CHIMENEAS, PILAS Y OTROS ELEMENTOS HORMIGONADOS CON ENCOFRADO DESLIZANTE.**
 - 5.6 MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SÓTANO.**
 - 5.7 OBRAS HIDRÁULICAS Y SANITARIAS.**
 - 5.7.1 *Canales.***
 - 5.7.2 *Alcantarillas, sifones, etc.***
 - 5.8 PUENTES Y ESTRUCTURAS ANÁLOGAS HORMIGONADAS *IN SITU* (PARA PILAS DESLIZADAS VÉASE EL APARTADO 5.5).**
 - 5.9 PAVIMENTOS Y ACERAS (NO APLICABLE A CARRETERAS).**
 - 5.10 OBRAS CIVILES DE ELEMENTOS DE GRAN ESPESOR NO INCLUIDAS EN OTROS APARTADOS.**
- 6 TOLERANCIAS APLICABLES PARA REDUCIR LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD DE LOS MATERIALES.**
 - 6.1 ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS *IN SITU*.**
 - 6.2 ELEMENTOS PREFABRICADOS.**

1 Especificaciones del sistema de tolerancias

El sistema de tolerancias que adopte el autor del proyecto debe quedar claramente establecido en el pliego de prescripciones técnicas particulares, bien por referencia a este anexo, bien completado o modificado según se estime oportuno.

2 Terminología

Se indica a continuación la terminología esencial.

- a) Alabeo. La desviación de la posición real de una esquina cualquiera de una cara de un elemento plano, respecto al plano definido por las otras tres esquinas (figura A14.2.a).

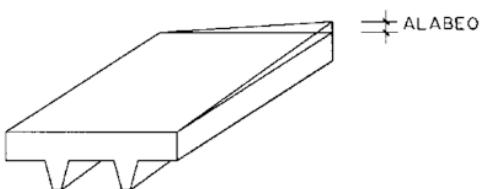


Figura A14.2.a

- b) Arqueo. La desviación de la posición de cualquier punto de la superficie real de un elemento teóricamente plano y la superficie plana básica (figura A14.2.b).

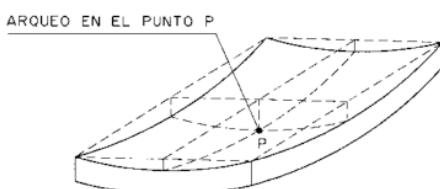


Figura A14.2.b

- c) Ceja. Resalto en la junta entre los bordes de dos piezas contiguas.
- d) Desplome. Ver j).
- e) Desviación. Diferencia entre la dimensión real o posición real y la dimensión básica o posición básica, respectivamente.
- f) Desviación admisible. Límite aceptado para la desviación, con su signo (figura A14.2.c).
- g) Desviación de nivel. La desviación vertical de la posición real de un punto, recta o plano, respecto a la posición básica de un plano horizontal de referencia.
- h) Desviación lateral. La desviación de la posición real de un punto o recta dentro de un plano horizontal, respecto a la posición básica de un punto o recta de referencia, situados en ese plano.
- i) Desviación relativa. La desviación entre las posiciones reales de dos elementos en un plano, o entre elementos adyacentes en una construcción, o la distancia de un punto, recta o plano a un elemento de referencia.

- j) Desviación de la vertical. La desviación entre la posición de un punto, línea o plano y la posición básica de una línea vertical o plano vertical de referencia. Cuando se aplica a muros o pilares se llama despelote.
- k) Dimensión básica o posición básica. Dimensión o posición que sirven de referencia para establecer los límites de desviación (figura A14.2.c).

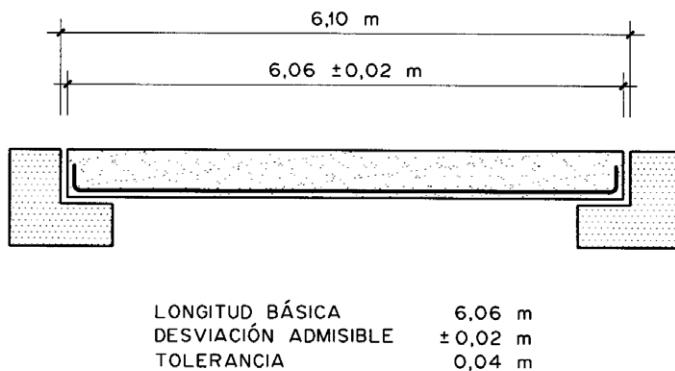


Figura A14.2.c

- l) Planeidad. El grado en que una superficie se aproxima a un plano (figura A14.2.d).

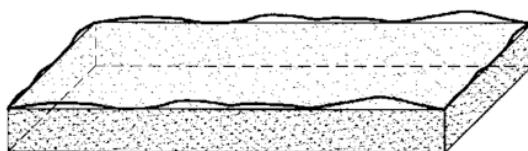


Figura A14.2.d

- m) Rectitud. El grado en que una línea se aproxima a una recta (figura A14.2.e).

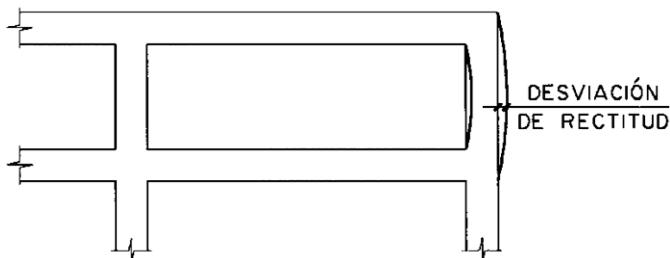


Figura A14.2.e

- n) Superficie no vista. La superficie de un elemento de hormigón destinada a ser revestida con tendidos, enfoscados, aplacados, etc., o que no va a ser observada por el usuario durante la vida útil de la construcción.
- ñ) Superficie vista. La superficie de un elemento de hormigón que no va a ser revestida, salvo con pinturas, y que va a ser observada por el usuario durante la vida útil de la construcción.
- o) Tolerancia. La diferencia entre los límites admisibles para las desviaciones de una dimensión o posición (figura A14.2.c). La tolerancia es un valor absoluto sin signo. Por ejemplo, para desviaciones admisibles de +30 mm y -20 mm, la tolerancia es 50 mm.

3 Selección del sistema de tolerancias

Conviene que las tolerancias adoptadas en un proyecto sean las más amplias compatibles con el funcionamiento adecuado de la construcción. No deben establecerse tolerancias cuya verificación no sea necesaria para dicho funcionamiento.

El sistema que se incluye en este anexo es adecuado para obras de hormigón de tipo usual. Para algunas desviaciones específicas se indican distintas desviaciones admisibles según tipos de uso o grados de acabado. De todas formas, su adaptación a cada proyecto concreto puede requerir alguna modificación puntual.

4 Principios generales

- a) Las tolerancias se aplican a las cotas indicadas en los planos. Deberá evitarse el doble dimensionamiento, pero en principio si a una dimensión o posición le corresponden varias tolerancias en el sistema descrito en este documento, se entiende que rige la más estricta salvo que se indique otra cosa.
- b) La construcción no debe en ningún caso traspasar los límites de propiedad, con independencia de las desviaciones que en este anexo se indican.
- c) En caso de dimensiones fraccionadas que forman parte de una dimensión total, las tolerancias deben interpretarse individualmente y no son acumulativas.
- d) Las comprobaciones deben realizarse antes de retirar apeos, puntales y cimbras en los elementos en que tal operación pueda producir deformaciones.
- e) El constructor debe mantener las referencias y marcas que permitan la medición de desviaciones durante el tiempo de ejecución de la obra.
- f) Los valores para las desviaciones admisibles deben elegirse dentro de la serie preferente 10, 12, 16, 20, 24 30, 40, 50, 60, 80, 100.
- g) Si se han respetado las tolerancias establecidas, la medición y abono de los elementos se hace a partir de las dimensiones básicas indicadas en los planos, es decir sin considerar las desviaciones ocurridas en la ejecución.
- h) Si las desviaciones indicadas en este documento son excedidas en la construcción y pudieran causar problemas en su uso, podrán aplicarse las penalizaciones económicas establecidas para ello en el pliego de condiciones del proyecto, pero la aceptación o rechazo de la parte de obra correspondiente debe basarse en el estudio de la trascendencia que tales desviaciones puedan tener sobre la seguridad, funcionalidad, durabilidad y aspecto de la construcción.

5 Desviaciones admisibles

Se indican siempre en mm.

5.1. Armaduras

5.1.1. Armaduras pasivas

- a) Para las longitudes de corte y barras dobladas:

Para $L \leq 6.000$ mm

$\Delta = -20\text{mm}$ y $+50\text{mm}$

Para $L > 6.000$ mm

$\Delta = -30\text{mm} \text{ y } +50\text{mm}$

donde L indica la longitud recta de las barras de la armadura pasiva.

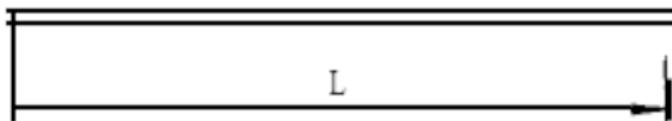


Figura A14.5.1.1.a1

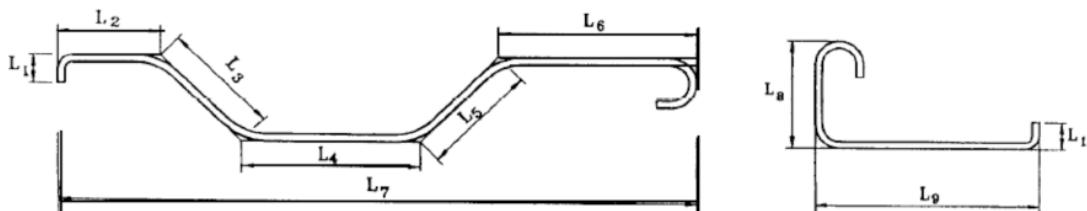


Figura A14.5.1.1.a2

Asimismo, deberán garantizarse siempre el recubrimiento mínimo de hormigón definido en el proyecto y las longitudes de solape de este Código, pudiéndose superar la tolerancia de $+50\text{ mm}$.

- b) Para estribos y cercos:

Para $\varnothing \leq 25\text{ mm}$

$$\Delta L = \pm 16\text{mm}$$

Para $\varnothing > 25\text{ mm}$

$$\Delta L = -24\text{mm} \text{ y } +20\text{mm}$$

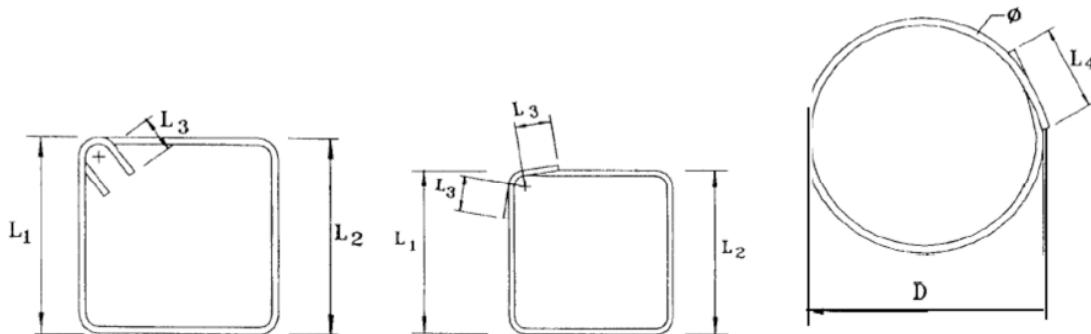


Figura A14.5.1.1.b

donde L indica la longitud según la figura A14.5.1.1.b.

Así mismo, $|L_1 - L_2| \leq 10\text{mm}$

- c) Para la posición básica del eje, en series de barras paralelas, en muros, losas, zapatas, etc.:

$\Delta = \pm 50\text{mm}$ y el número total de barras nunca debe ser inferior al especificado.

- d) Para la posición básica de estribos y cercos:

$$\Delta = \pm b/12\text{ mm}$$

siendo b el lado menor de la sección rectangular del pilar o el canto o el ancho de la viga.

Así mismo, nunca podrá disminuirse el número total de estribos y cercos por tramo del elemento estructural al que pertenezcan.

- e) Para los ángulos de doblado de ganchos, patillas, ganchos en U y otras barras curvadas:

$$\Delta = \pm 5^\circ \text{ respecto al ángulo indicado en el proyecto}$$

Así mismo, siempre deberá garantizarse el recubrimiento mínimo de hormigón definido en el proyecto y las longitudes de solape de este Código.

5.1.2. Armaduras activas

- a) Para la posición de los tendones de pretensado, en comparación con la posición definida en proyecto:

Para $l \leq 200 \text{ mm}$

Para tendones que sean parte de un cable, tendones simples y cordones: $\Delta = \pm 0,025/l$

Para $l > 200 \text{ mm}$

Para tendones que sean parte de un cable y para tendones simples: $\Delta = \pm 0,025/l$ o $\Delta = \pm 20 \text{ mm}$ (lo que sea mayor).

Para cordones: $\Delta = \pm 0,04/l$ o $\Delta = \pm 30 \text{ mm}$ (lo que sea mayor).

donde l indica el canto o anchura de la sección transversal.

- b) Se pueden utilizar otras tolerancias distintas de las definidas en el párrafo a) si se demuestra que no reducen el nivel requerido de seguridad.
- c) Tolerancias para el recubrimiento del hormigón. La desviación del recubrimiento no excederá los valores:

$\pm 5 \text{ mm}$ en elementos prefabricados

$\pm 10 \text{ mm}$ en elementos hormigonados *in situ*.

5.2. Cimentaciones

- a) Variación en planta del centro de gravedad de cimientos aislados (figura A14.5.2.a)

2% de la dimensión del cimiento en la dirección correspondiente, sin exceder de $\pm 50 \text{ mm}$.

- b) Niveles:

Cara superior del hormigón de limpieza:

+20 mm

-50 mm

Cara superior del cimiento:

+20 mm

-50 mm

Espesor del hormigón de limpieza:

-30 mm

c) Dimensiones en planta (a_1-a o b_1-b) (figura A14.5.2.b)

Cimientos encofrados:

+40 mm

-20 mm

Cimientos hormigonados contra el terreno:

Dimensión no superior a 1 m:

+80 mm

-20 mm

Dimensión superior a 1 m pero no superior a 2,5 m:

+120 mm

-20 mm

Dimensión superior a 2,5 m:

+200 mm

-20 mm

d) Dimensiones de la sección transversal (como mínimo las establecidas en el apartado 5.3.d)

+5% ↗ 120 mm

-5% ↘ 20 mm

e) Planeidad:

Desviaciones medidas después de endurecido y antes de 72 horas desde el vertido del hormigón, con regla de 2 m colocada en cualquier parte de la cara superior del cimiento y apoyada sobre dos puntos cualesquiera (no es aplicable a elementos de dimensión inferior a 2 m).

Del hormigón de limpieza:

±16 mm

De la cara superior del cimiento:

±16 mm

De caras laterales (solo para cimientos encofrados):

±16 mm

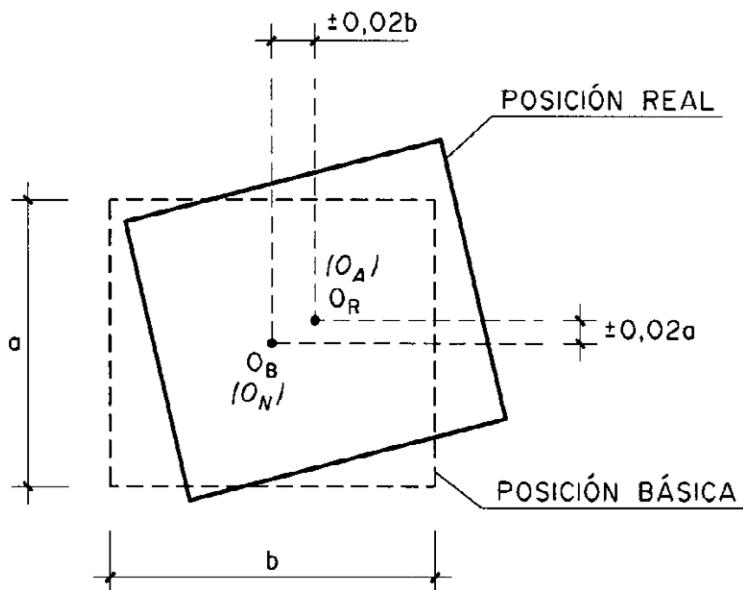


Figura A14.5.2.a

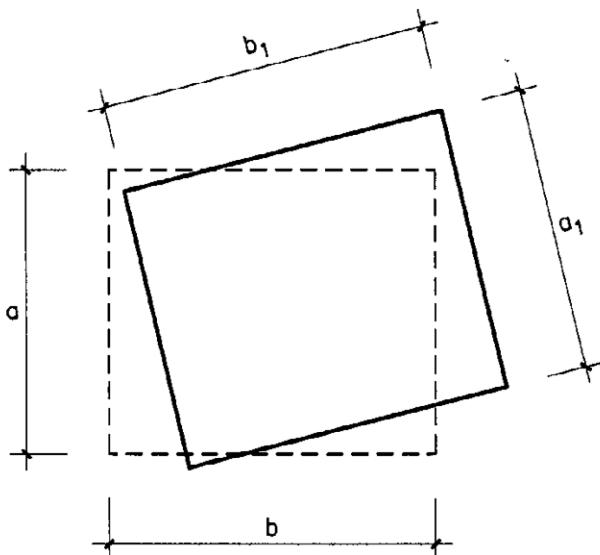


Figura A14.5.2.b

5.3. Elementos de estructuras de edificios construidas *in situ*

a) Desviación de la vertical:

Siendo H la altura del punto considerado respecto al plano horizontal que se tome como referencia.

a-1) Líneas y superficies en general (Δ en mm para H en m):

$$H \leq 6 \text{ m} \quad \Delta = \pm 24 \text{ mm}$$

$$6 \text{ m} < H \leq 30 \text{ m} \quad \Delta = \pm 4H \quad \Delta \geq \pm 50 \text{ mm}$$

$H \geq 30 \text{ m}$ $\Delta = \pm 5H/3$ $\nexists \pm 150 \text{ mm}$

- a-2) Arista exterior de pilares de esquina vistos, y juntas verticales de dilatación vistas (Δ en mm para H en m)

 $H \leq 6 \text{ m}$ $\Delta = \pm 12 \text{ mm}$ $6 \text{ m} < H \leq 30 \text{ m}$ $\Delta = \pm 2H$ $\nexists \pm 24 \text{ mm}$ $H \geq 30 \text{ m}$ $\Delta = \pm 4H/5$ $\nexists \pm 80 \text{ mm}$

- b) Desviaciones laterales:

Piezas en general:

 $\Delta = \pm 24 \text{ mm}$

Huecos en losas y forjados. Desviación del centro para huecos de dimensión en la dirección considerada hasta 30 cm:

 $\Delta = \pm 12 \text{ mm}$

Huecos en losas de forjados. Desviación de los bordes para huecos de dimensiones en la dirección considerada superiores a 30 cm:

 $\Delta = \pm 12 \text{ mm}$

Juntas en general:

 $\Delta = \pm 16 \text{ mm}$

- c) Desviaciones de nivel:

- c-1) Cara superior de losas:

- c-1.1) Cara superior de losas de pavimento:

 $\pm 20 \text{ mm}$

- c-1.2) Cara superior de losas y forjados, antes de retirar puntales:

 $\pm 20 \text{ mm}$

- c-1.3) Cara inferior encofrada de piezas, antes de retirar puntales:

 $\pm 20 \text{ mm}$

- c-1.4) Dinteles, parapetos y acanaladuras así como resaltos horizontales vistos:

 $\pm 12 \text{ mm}$

- d) Dimensiones de la sección transversal:

Esquadría de vigas, pilares, pilas, canto de losas y forjados y espesor de muros (dimensión D):

 $D \leq 30 \text{ cm}$ $+10 \text{ mm}$ -8 mm $30 \text{ cm} < D \leq 100 \text{ cm}$ $+12 \text{ mm}$ -10 mm $100 \text{ cm} < D$

+24 mm

-20 mm

e) Desviación relativa.

- e-1) Escaleras (aplicable a escaleras en que el peldañeadoo se realiza con el propio hormigón, sin material de revestimiento).

Diferencia de altura entre contrahuellas consecutivas:

3 mm

Diferencia de ancho entre huellas consecutivas:

6 mm

e-2) Acanaladuras y resaltos.

Ancho básico inferior a 50 mm:

±3 mm

Ancho básico entre 50 y 300 mm:

±6 mm

e-3) Desviaciones de cara encofrada de elementos respecto al plano teórico, en 3 m.

- e-3.1) Desviación de la vertical de aristas exteriores de pilares vistos y juntas en hormigón visto:

±6 mm

- e-3.2) Restantes elementos:

± 10 mm

e-4) Desviación relativa entre paneles consecutivos de encofrados de elementos superficiales (debe seleccionarse la Clase correspondiente en el proyecto).

Superficie Clase A

±3 mm

Superficie Clase B

±6 mm

Superficie Clase C

±12 mm

Superficie Clase D

±24 mm

e-5) Planeidad de acabado de losas de pavimentos y losas y forjados de piso.

Desviación vertical medida con regla de 3 m colocada en cualquier parte de la losa o forjado y apoyada sobre dos puntos, antes de retirar los puntales, después de endurecido el hormigón y dentro de las primeras 72 h a partir del vertido.

Acabado superficial:

Llaneado mecánico (tipo helicóptero)

±12 mm

Maestreado con regla

± 8 mm

Liso

± 5 mm

Muy liso

± 3 mm

En cuanto a la planeidad de acabado, no deben especificarse tolerancias para losas y forjados de piso no cimbrados ya que la retracción y las flechas pueden afectar de forma importante a la medida de las desviaciones.

El método de la regla es muy imperfecto y hoy va siendo sustituido por la evaluación estadística de medidas de planeidad y de nivelación.

f) Aberturas en elementos.

f-1) Dimensiones de la sección transversal:

+24 mm

-6 mm

f-2) Situación del centro:

± 12 mm

5.4. Elementos prefabricados de hormigón

Con carácter general, para los elementos prefabricados que tengan marcado CE, las tolerancias exigibles serán las establecidas en la correspondiente norma europea armonizada de producto. Las tolerancias establecidas en los apartados 5.4.1, 5.4.2 y 5.4.3 de este anexo solo tienen aplicación en el caso de elementos que no dispongan del marcado CE.

5.4.1. Tolerancias de fabricación de elementos lineales

a) Longitud de pieza, L :

$\pm 0,001 L$

Con un mínimo de 5 mm para longitudes hasta 1 m y 20 mm para longitudes mayores.

b) Dimensiones transversales, D :

$D \leq 150$ mm

± 3 mm

$150 \text{ mm} < D \leq 500 \text{ mm}$

± 5 mm

$500 \text{ mm} < D \leq 1.000 \text{ mm}$

± 6 mm

$D > 1.000 \text{ mm}$

± 10 mm

c) Flecha lateral medida respecto al plano vertical que contiene al eje de la pieza no será superior a $L/750$. Además, en función de la luz L , deberán cumplir:

$L \leq 6$ m

± 6 mm

6 m < L ≤ 12 m

±10 mm

L > 12 m

±12 mm

- d) Desviación de la contraflecha respecto al valor básico de proyecto, medida en el momento del montaje:

Piezas en general:

$$\pm \frac{L}{750} \quad \text{con un valor límite de 16 mm}$$

Piezas consecutivas en la colocación:

$$\pm \frac{L}{1.000} \quad \text{con un valor límite de 12 mm}$$

donde L es la longitud de la pieza. La segunda condición solo rige si la desviación afecta al aspecto estético.

- e) Planeidad de la superficie de la cara superior. Desviación medida con regla de 3 m colocada en dos puntos cualesquiera, en el momento del montaje.

- e-1) Si no han de recibir encima losa superior de hormigón *in situ*:

±6 mm

- e-2) Si han de recibir encima losa superior de hormigón *in situ*:

±12 mm

5.4.2. Tolerancias de fabricación de elementos superficiales

- a) Longitud, siendo L la dimensión básica:

L ≤ 6 m

±8 mm

6 m < L ≤ 12 m

+12 mm

-16 mm

L > 12 m

+16 mm

-20 mm

- b) Desviaciones en las dimensiones de la sección transversal (D):

D ≤ 60 cm

±6 mm

60 cm < D ≤ 100 cm

±8 mm

D > 100 cm

±10 mm

c) Aberturas en paneles:

Dimensiones en la abertura:

 ± 6 mm

Posición de las líneas centrales de la abertura

 ± 6 mm

d) Elementos embebidos:

Tornillos:

 ± 6 mm

Placas soldadas:

 ± 24 mm

Anclajes:

 ± 12 mm

e) Alabeo medido en el momento del montaje:

 ± 5 mm por metro de distancia a la más próxima de las esquinas adyacentes, pero no más de ± 24 mm.f) Arqueo (siendo D la longitud de la diagonal de la pieza): $\pm 0,003D$ con un valor límite de 24 mm**5.4.3. Desviaciones de montaje**

a) Desviaciones respecto a la vertical: rige el apartado 5.3.a.

b) Desviaciones laterales: rige el apartado 5.3.b.

c) Desviaciones de nivel: rige el apartado 5.3.c.

d) Desviaciones en muros de paneles:

d-1) Ancho de junta en paneles vistos:

 ± 6 mm

d-2) Variación de ancho a lo largo de la junta entre dos paneles vistos:

 ± 2 mm por metro y como mínimo $\pm 1,5$ mm entre dos puntos cualesquiera a lo largo de la junta, sin exceder en ningún caso ± 6 mm

d-3) Cejas entre dos paneles adyacentes:

si $L \leq 6$ m ± 6 mmsi $6 < L \leq 9$ m ± 12 mmsi $9 < L \leq 12$ m ± 24 mm

e) Desviación de nivel entre bordes de caras superiores de piezas adyacentes

e-1) Si llevan losa superior

 ± 16 mm

e-2) Si no llevan losa superior

 ± 6 mm

e-3) Piezas de cubierta sin losa superior

± 16 mm

e-4) Elementos con funciones de guías o maestras

± 2 mm

f) Colocación de viguetas resistentes y semirresistentes en forjados:

f-1) Desviación del apoyo de bovedilla en vigueta, d_1 (figura A14.5.4.3.a):

± 5 mm con un valor límite de $d_1/3$

medido respecto a la dimensión básica indicada en la autorización de uso.

En la práctica es más fácil controlar esta desviación admisible mediante el control de la desviación de la distancia entre ejes de viguetas, limitada a:

$$\pm 10 \text{ mm} > \pm \frac{2d_1}{3}$$

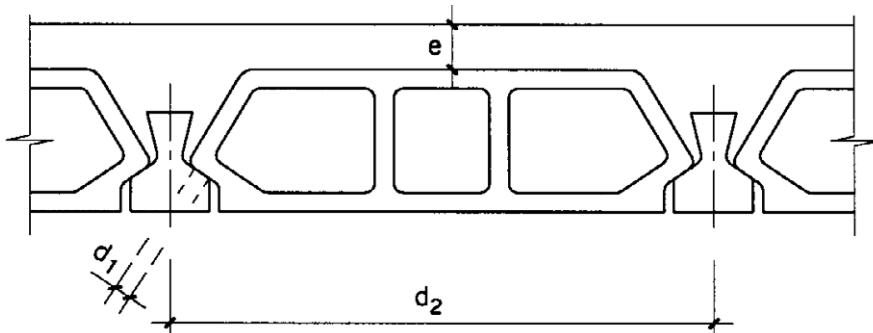


Figura A14.5.4.3.a

f-2) Entregas de viguetas o armaduras salientes en vigas (figura A14.5.4.3.b):

Vigas de borde (longitud L_1):

± 15 mm

Vigas interiores (longitud L_2):

± 15 mm

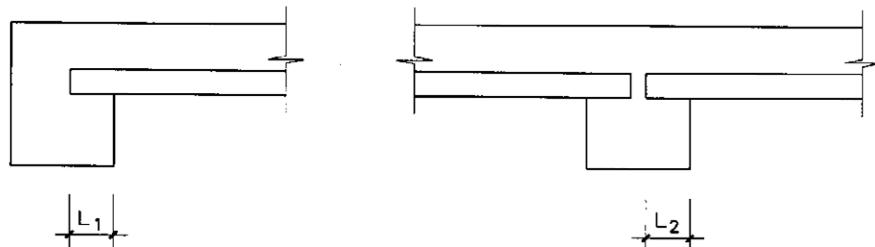


Figura A14.5.4.3.b

f-3) Espesor de losa superior, medido sumergiendo un clavo en el hormigón fresco, en clave de bovedilla. La posición de la clave se determina tanteando con el clavo:

-6 mm

+10 mm

5.5. Núcleos, torres, chimeneas, pilas y otros elementos hormigonados con encofrado deslizante

- a) Desviación de la vertical. Corrimiento horizontal respecto a la posición básica de cualquier punto de referencia en la base del elemento, en función de la altura H :

$$H \leq 30 \text{ m} \quad \Delta = \pm 1,5H \quad \text{con un valor límite de } 12 \text{ mm}$$

$$H > 30 \text{ m} \quad \Delta = \pm \frac{2}{5} H \quad \text{con un valor límite de } 100 \text{ mm}$$

Donde Δ en mm y H en m.

- b) Desviación lateral entre elementos adyacentes:

$$\pm 50 \text{ mm}$$

- c) Espesor de muros y paredes:

Espesor no superior a 25 cm:

$$+12 \text{ mm}$$

$$-10 \text{ mm}$$

Espesor superior a 25 cm:

$$+16 \text{ mm}$$

$$-10 \text{ mm}$$

- d) Desviación relativa de superficies planas encofradas:

Pueden desviarse de la posición plana básica sin exceder ± 6 mm en 3 m.

5.6. Muros de contención y muros de sótano

- a) Desviación de la vertical. Corrimiento horizontal de cualquier punto del alzado respecto a la posición básica de cualquier punto de referencia situado en la cara superior del cimiento, en función de la altura H :

$$H \leq 6 \text{ m}$$

Trasdós:

$$\pm 30 \text{ mm}$$

Intradós:

$$\pm 20 \text{ mm}$$

$$H > 6 \text{ m}$$

Trasdós:

$$\pm 40 \text{ mm}$$

Intradós:

$$\pm 24 \text{ mm}$$

- b) Espesor e:

$$e \leq 50 \text{ cm}$$

$$+16 \text{ mm}$$

$$-10 \text{ mm}$$

e>50 cm

+20 mm

-16 mm

En muros hormigonados contra el terreno, la desviación máxima en más será de 40 mm.

c) Desviación relativa de las superficies planas de intradós o de trasdós:

Pueden desviarse de la posición plana básica sin exceder ± 6 mm en 3 m.

d) Desviación de nivel de la arista superior del intradós, en muros vistos:

± 12 mm

e) Tolerancia de acabado de la cara superior del alzado, en muros vistos:

± 12 mm con regla de 3 m apoyada en dos puntos cualesquiera, una vez endurecido el hormigón.

5.7. Obras hidráulicas y sanitarias

5.7.1. Canales

a) Desviación lateral:

Tramos rectos:

± 50 mm

Tramos curvos:

± 100 mm

b) Ancho de la sección a cualquier nivel, siendo B el ancho básico:

$$\Delta = \pm(2,5B+24) \text{ mm}$$

Con Δ en mm para B en metros.

c) Desviación de nivel:

c-1) Solera:

± 12 mm

c-2) Coronación de cajeros siendo H el calado total:

$$\Delta = \pm(5H+24) \text{ mm}$$

Con Δ en mm para H en metros.

d) Espesor e de soleras y cajeros: $\pm e/10$, siempre que se mantenga el valor básico determinado como media de las medidas en tres puntos cualesquiera distantes entre sí 10 m, a lo largo del canal.

5.7.2. Alcantarillas, sifones, etc.

a) Desviación lateral:

a-1) Línea del eje:

± 24 mm

a-2) Posición de puntos de la superficie interior, siendo D la dimensión interior máxima:

$$\Delta = \pm 5D \text{ mm con un valor límite de } 12 \text{ mm}$$

con Δ en mm para D en m.

b) Desviación de nivel:

b-1) Soleras o fondos:

± 12 mm

b-2) Superficies de cajeros:

± 12 mm

c) Dimensión e del espesor:

$e \leq 30$ cm

$+0,05e < 12$ mm

-8 mm

$e > 30$ cm

$+0,05e < 16$ mm

$-0,025e > -10$ mm

5.8. Puentes y estructuras análogas hormigonadas in situ (para pilas deslizadas véase el apartado 5.5)

a) Desviación de la vertical:

Superficies vistas:

± 20 mm

Superficies ocultas:

± 40 mm

b) Desviación lateral:

Eje:

± 24 mm

c) Desviación de nivel:

Cara superior de superficies de hormigón y molduras y acanaladuras horizontales:

Vistas:

± 20 mm

Ocultas:

± 40 mm

d) Planeidad del pavimento:

Dirección longitudinal:

3 mm con regla de 3 m apoyada sobre dos puntos cualesquiera, una vez endurecido el hormigón y antes de 72 horas de vertido.

Dirección transversal:

6 mm con regla de 3 m apoyada sobre dos puntos cualesquiera, una vez endurecido el hormigón y antes de 72 horas de vertido.

e) Aceras y rampas:

En cualquier dirección:

6 mm con regla de 3 m apoyada sobre dos puntos cualesquiera, una vez endurecido el hormigón y antes de 72 horas de vertido.

f) Dimensiones de la sección transversal:

f-1) Espesor e de la losa superior:

$e \leq 25$ cm

+10 mm

-8 mm

$e > 25$ cm

+12 mm

-10 mm

f-2) Dimensiones transversales, D, de pilas, vigas, muros, estribos, etc.:

$D \leq 30$ cm

+10 mm

-8 mm

$30 \text{ cm} < D \leq 100 \text{ cm}$

+12 mm

-10 mm

$D > 100$ cm

+16 mm

-12 mm

f-3) Dimensiones de huecos en elementos de hormigón

± 12 mm

g) Desviación relativa:

g-1) Posición de huecos en elementos de hormigón:

± 12 mm

g-2) Superficies planas encofradas respecto a la posición básica del plano. Desviaciones en 3 m:

Superficies vistas:

± 12 mm

Superficies ocultas:

± 24 mm

g-3) Superficies no encofradas, aparte pavimentos y aceras, respecto a la posición básica del plano de referencia. Desviaciones:

En 3 m

± 6 mm

En 6 m
±10 mm

5.9. Pavimentos y aceras (no aplicable a carreteras)**a) Desviaciones laterales:****a-1) Posición de pasadores. Desviación del eje:**

±24 mm

a-2) Desviación de pasadores respecto al eje del pavimento (corrimiento del extremo del pasador en dirección de la junta):

±6 mm

b) Desviaciones de planeidad:**b-1) En dirección longitudinal:**

3 mm con regla de 3 m apoyada sobre dos puntos cualesquiera, una vez endurecido el hormigón y antes de 72 horas de vertido.

b-2) En dirección transversal:

6 mm con regla de 3 m apoyada sobre dos puntos cualesquiera, una vez endurecido el hormigón y antes de 72 horas de vertido.

b-3) Aceras y rampas. En cualquier dirección:

6 mm con regla de 3 m apoyada sobre dos puntos cualesquiera, una vez endurecido el hormigón y antes de 72 horas de vertido.

5.10. Obras civiles de elementos de gran espesor no incluidas en otros apartados**a) Desviación de la vertical:**

Superficies vistas:

±30 mm

Superficies ocultas:

±50 mm

b) Desviación lateral:

Superficies vistas:

±30 mm

Superficies ocultas:

±50 mm

c) Desviación de nivel:

Superficies vistas, fratasadas o encofradas:

±12 mm

Superficies ocultas, fratasadas o encofradas:

±24 mm

d) Desviación relativa:

d-1) Superficies planas encofradas respecto a la posición básica del plano. Desviaciones en 3 m:

Superficies vistas:

±12 mm

Superficies ocultas:

±24 mm

d-2) Superficies no encofradas, aparte pavimentos y aceras, respecto a la posición básica del plano de referencia. Desviaciones:

En 3 m:

±6 mm

En 6 m:

±10 mm

6 Tolerancias aplicables para reducir los coeficientes parciales de seguridad de los materiales

6.1. Estructuras construidas in situ

De acuerdo con los criterios definidos en el Anejo 19 podrá reducirse el coeficiente parcial de seguridad del acero al valor que figura en dicho apartado, siempre que se asegure que la desviación geométrica de la posición de la armadura (Δc) está dentro de los límites de la tabla A14.6.1.a.

Tabla A14.6.1.a Límite de la desviación en la posición de las armaduras

Dimensión h o b (mm)	Posición de la armadura $\pm \Delta c$ (mm)
≤ 150	5
400	10
≥ 2.500	20

Nota 1: Los valores intermedios se podrán obtener por interpolación lineal.

Nota 2: Δc se refiere al valor medio obtenido para las armaduras pasivas o para los tendones de pretensado en la sección transversal o en una anchura de 1,0 m para el caso de losas o muros.

Asimismo, de acuerdo con los criterios definidos en el Anejo 19, podrá reducirse el coeficiente parcial de seguridad del hormigón, siempre que se asegure que las desviaciones geométricas de la sección transversal (Δh , Δb) respecto de las dimensiones nominales están dentro de los límites de la tabla A14.6.1.b.

Tabla A14.6.1.b Límite de las desviaciones geométricas de la sección resistente

Dimensión h o b (mm)	Sección transversal $\pm \Delta h$, Δb (mm)
≤ 150	5
400	10

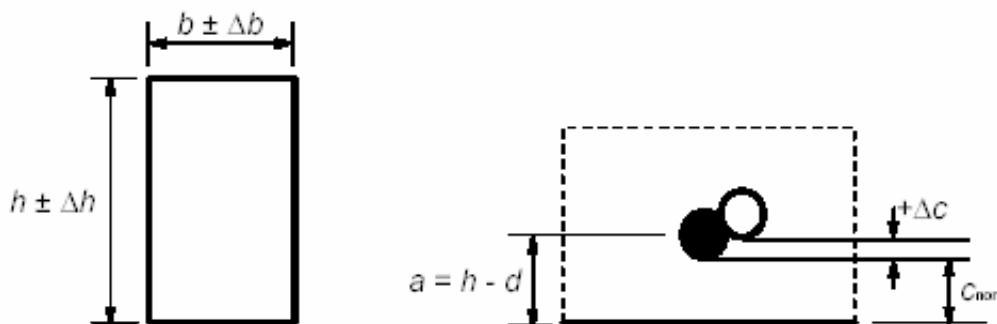
≥ 2.500	30
--------------	----

Nota 1: Los valores intermedios se podrán obtener por interpolación lineal.

6.2. Elementos prefabricados

Las reglas establecidas en el apartado 6.1 de este anexo para estructuras construidas *in situ* son también aplicables para elementos prefabricados según se ha definido con anterioridad.

En el caso particular de elementos prefabricados, puede reducirse el coeficiente parcial de seguridad del hormigón tal y como se establece en el Anejo 19, si el cálculo de la capacidad resistente de la sección se realiza utilizando, o bien los valores reales medidos en la estructura ya terminada, o una sección resistente reducida con unas dimensiones geométricas críticas obtenidas a partir de los valores nominales reducidos por las desviaciones recogidas en el apartado 6.1 de este anexo.



a) Sección transversal

b) Posición de la armadura
(en la dirección desfavorable para el cálculo
del canto útil)

Figura A14.6.2 Sección resistente reducida

ANEJO 15**Frecuencias de comprobación de las unidades de inspección en la ejecución de estructuras de hormigón****Contenidos del anexo**

- 1 INTRODUCCIÓN.
- 2 FRECUENCIAS DE COMPROBACIÓN DE LAS UNIDADES DE INSPECCIÓN.
 - 2.1 FRECUENCIAS DE COMPROBACIÓN EN FUNCIÓN DEL PROCESO DE EJECUCIÓN .
 - 2.2 FRECUENCIAS DE COMPROBACIÓN EN FUNCIÓN DEL TIPO DE ELEMENTO.

1 Introducción

La dirección facultativa llevará a cabo el control de la ejecución de las estructuras de hormigón, mediante una de las dos opciones admitidas en el Artículo 17 de este Código.

En la opción A, el control de la ejecución lo realizará la propia dirección facultativa, asistida en su caso por un agente de control independiente que desarrolle su actividad para la dirección facultativa.

En la opción B, el control de la ejecución de cada lote y unidad de inspección lo realizará el constructor, y la dirección facultativa, asistida o no por un agente de control independiente, realizará un control de contraste del control del constructor.

En este anexo se incluye, de forma orientativa, las frecuencias de comprobación para las diferentes unidades de inspección definidas en el apartado 63.2 de este Código. Estas frecuencias deberán adaptarse a las características de la obra y a los medios disponibles en la misma, por lo que la dirección facultativa, por iniciativa propia o a propuesta del constructor, podrá autorizar valores diferentes a los recogidos en este anexo.

2 Frecuencias de comprobación de las unidades de inspección

En el caso que el control de la ejecución se organice según la opción B definida en el Artículo 17 de este Código, para cada proceso o actividad de ejecución incluido en un lote, el control del constructor (definido en las tablas siguientes simplemente como control) desarrollará el control de la ejecución con unas frecuencias mínimas de comprobación obtenidas en función del número de unidades de inspección, del nivel control de la ejecución (normal o intenso) y la clase de ejecución, de acuerdo con lo indicado en las tablas A15.2.1, A15.2.2.a y A15.2.2.b. Por su parte, la dirección facultativa podrá desarrollar adicionalmente un control de contraste, mediante la realización de comprobaciones cuyo número será también función del número de unidades de inspección, del nivel de control y la clase de ejecución, de acuerdo con los criterios de las citadas tablas.

En el caso que el control de la ejecución se organice mediante la opción A definida en el Artículo 17 de este Código, el control lo realizará la dirección facultativa en los términos descritos en dicho artículo, y por lo tanto no será necesario que la propia dirección facultativa realice controles de contraste adicionales.

2.1 Frecuencias de comprobación en función del proceso de ejecución

Tabla A15.2.1 Frecuencias de comprobación para los procesos de ejecución incluidos en la tabla 63.2.a de este Código.

Proceso de ejecución	Número mínimo de unidades de inspección a controlar para la aceptación de cada lote de ejecución			
	Nivel de control normal (acorde con el apartado 22.4)		Nivel de control intenso (acorde con el apartado 22.4)	
	Control ⁽¹⁾	Control de contraste ⁽²⁾	Control ⁽¹⁾	Control de contraste ⁽²⁾
Control de la gestión de acopios	100%	3	100%	20%, con un mínimo de 3
Replanteos	2	1	100%	20%
Cimbras	1	1	100%	50%

Proceso de ejecución	Número mínimo de unidades de inspección a controlar para la aceptación de cada lote de ejecución			
	Nivel de control normal (acorde con el apartado 22.4)		Nivel de control intenso (acorde con el apartado 22.4)	
	Control ⁽¹⁾	Control de contraste ⁽²⁾	Control ⁽¹⁾	Control de contraste ⁽²⁾
Despiece de planos de armaduras diseñadas según proyecto	1	1	1	1
Elaboración de las armaduras, mediante atado o soldadura no resistente (incluyendo procesos de enderezado, corte, doblado y armado, en su caso)	2	1	5	1
Descimbrado	1	1	3	2
Uniones de los prefabricados	3	1	5	1

- (1) Control = Control del constructor en la opción B de control definida en el Artículo 17 de este Código ó Control de la dirección facultativa en la opción A de control definida en el Artículo 17 de este Código.
- (2) Control de contraste de la dirección facultativa, solo en la opción B de control definida en el Artículo 17 de este Código.

2.2 Frecuencias de comprobación en función del tipo de elemento

Tabla A15.2.2.a Frecuencias de comprobación para un nivel de control intenso de las unidades de inspección en función del tipo de elemento definidas en la tabla 63.2.b de este Código

Tipo de elemento	Nivel de control intenso									
	Procesos de ejecución									
	Montaje de armaduras pasivas		Operaciones de pretensado		Vertido y compactación		Encofrado y desencofrado		Curado	
	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾
Elementos de cimentación con volúmenes inferiores a los 350 m ³	100%	100%	20%	20%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Elementos de cimentación con volúmenes superiores a los 350 m ³	20%	20%	5	20%	100%	100%	100%	20%	20%	20%
Alzados de pilares y muros en edificación	100%	100%	100%	100%	5	100%	20%	20%	20%	20%
Alzados de pilas, estribos y muros en el caso de puentes	100%	100%	20%	20%	3	100%	20%	100%	100%	100%
Pila hormigonada con encofrados trepantes	100%	100%	20%	20%	1	20%	5	100%	100%	100%

Tipo de elemento	Nivel de control intenso							
	Procesos de ejecución							
	Montaje de armaduras pasivas	Operaciones de pretensado	Vertido y compactación	Encofrado y desencofrado	Curado	Acabado	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾
Pila hormigonada con encofrados deslizantes	100%	100%	100%	100%	100%	100%	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾
Vigas, forjados y otros elementos trabajando a flexión en edificación	20%	20%	100%	100%	100%	100%	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾
Losa superior e inferior de marcos	100%	100%	100%	100%	100%	100%	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾
Tableros en general	100%	100%	100%	100%	100%	100%	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾
Tableros ejecutados por fases	20%	20%	100%	100%	100%	100%	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾
Tableros ejecutados por dovelas	100%	100%	100%	100%	100%	100%	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾

- (1) C.: Control= Control del constructor en la opción B de control definida en el Artículo 17 de este Código ó Control de la dirección facultativa en la opción A de control definida en el artículo 17 de este Código.
- (2) C.C: Control de contraste de la dirección facultativa, solo en la opción B de control definida en el Artículo 17 de este Código.

Tabla A15.2.2.b Frecuencias de comprobación para un nivel de control normal de las unidades de inspección en función del tipo de elemento definidas en la tabla 63.2.b de este Código

Tipo de elemento	Nivel de control normal							
	Procesos de ejecución							
	Montaje de armaduras pasivas	Vertido y compactación	Encofrado y desencofrado	Curado	Acabado	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾	C. ⁽¹⁾
Elementos de cimentación con volúmenes inferiores a los 350 m ³	50%	10%	50%	10%	50%	50%	10%	50%

Tipo de elemento	Nivel de control normal									
	Procesos de ejecución									
	Montaje de armaduras pasivas		Vertido y compactación		Encofrado y desencofrado		Curado		Acabado	
C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾	C. ⁽¹⁾	C.C. ⁽²⁾	C. ⁽¹⁾
Elementos de cimentación con volúmenes superiores a los 350 m ³	50%	10%	50%	10%	50%	10%	50%	10%	50%	10%
Alzados de pilares y muros en edificación	15	3	3	1	1	1	3	1	3	1
Vigas, forjados y otros elementos trabajando a flexión en edificación Losa superior e inferior de marcos	50%	10%	50%	10%	50%	10%	50%	10%	50%	10%

(1) C.: Control= Control del constructor en la opción B de control definida en el Artículo 17 de este Código ó Control de la dirección facultativa en la opción A de control definida en el Artículo 17 de este Código.

(2) C.C: Control de contraste de la dirección facultativa, solo en la opción B de control definida en el Artículo 17 de este Código.

En cualquier caso, en función de las características de la obra, la dirección facultativa podrá adaptar las frecuencias de comprobación que se indican en este apartado. Así, por ejemplo, en el caso de obras de ingeniería de pequeña envergadura, así como en obras de edificación sin especial complejidad estructural (formadas por vigas, pilares y forjados convencionales no pretensados, con luces de hasta 6,00 metros y un número de niveles de forjado no superior a diez), en las que se realice un nivel de control normal, la dirección facultativa podrá optar por modificar las frecuencias de comprobación aplicando la tabla A15.2.2.c en el que se indican las verificaciones mínimas a realizar en cada proceso de ejecución para la aceptación de cada lote.

Tabla A15.2.2.c Frecuencias de comprobación para un nivel de control normal: Opción simplificada.

Nivel de control normal		
Proceso de ejecución	Control ⁽¹⁾	Control de Contraste ⁽²⁾
Control de la gestión de acopios	50 % del acopio correspondiente a cada material, forma de suministro, fabricante y partida	Acopio correspondiente a 2 materiales, forma de suministro, fabricante y partida
Replanteos	replanteos correspondientes a un 20% de cada planta o nivel a ejecutar	replanteos correspondientes a un 10% de cada planta o nivel a ejecutar
Cimbras	3000 m ³ de cimbra	3000 m ³ de cimbra
Despiece de planos de armaduras diseñadas según proyecto	Planillas correspondientes a una remesa de armaduras	Planillas correspondientes a una remesa de armaduras

Nivel de control normal		
Proceso de ejecución	Control ⁽¹⁾	Control de Contraste ⁽²⁾
Elaboración de las armaduras, mediante atado o soldadura no resistente (incluyendo procesos de enderezado, corte, doblado y armado, en su caso)	2	1
Descimbrado	3000 m ³ de cimbra	3000 m ³ de cimbra
Uniones de los prefabricados	3	1
Encofrado y desencofrado	50% de los elementos (en muro se considerará un elemento cada 5 m de muro; en forjados 50 m ²)	10% de los elementos (en muro se considerará un elemento cada 5 m de muro; en forjados 50 m ²)
Montaje de armaduras pasivas	Montaje de las armaduras del 50% de los elementos. En el caso de pilares y muros, mínimo 15 elementos (en muro armadura correspondiente a 5 m de muro)	Montaje de las armaduras del 10% de los elementos. En el caso de pilares y muros, mínimo 3 elementos (en muro armadura correspondiente a 5 m de muro)
Vertido y compactación del hormigón	Hormigón correspondiente al 50% de los elementos (en muro vertido correspondiente a 5 m; en forjados, 50 m ²)	Hormigón correspondiente al 10% de los elementos (en muro vertido correspondiente a 5 m; en forjados, 50 m ²)
Curado	Superficie del 50% de los elementos (en muro se considerará un elemento cada 5 m de muro; en forjados, 50 m ²)	Superficie del 10% de los elementos (en muro se considerará un elemento cada 5 m de muro; en forjados, 50 m ²)
Acabado	Superficie del 50% de los elementos (en muro se considerará un elemento cada 5 m; en forjados, 50 m ²)	Superficie del 10% de los elementos (en muro se considerará un elemento cada 5 m; en forjados, 50 m ²)

(1) Control= Control del constructor en la opción B de control definida en el Artículo 17 de este Código ó Control de la dirección facultativa en la opción A de control definida en el Artículo 17 de este Código.

(2) Control de contraste de la dirección facultativa, solo en la opción B de control definida en el Artículo 17 de este Código.

ANEJO 16**Tolerancias en elementos de acero****Contenidos del anejo****1. TOLERANCIAS.**

- 1.1 TOLERANCIAS NORMALES. GENERALIDADES.**
- 1.2 TOLERANCIAS NORMALES. FABRICACIÓN.**
- 1.3 TOLERANCIAS NORMALES. MONTAJE.**
 - 1.3.1 Apoyos de contacto total.**
- 1.4 TOLERANCIAS NORMALES PARA PUENTES.**
- 1.5 TOLERANCIAS ESPECIALES.**

1. Tolerancias

Los elementos de acero fabricados en taller deberán tener marcado CE, y por lo tanto, sus tolerancias dimensionales deberán cumplir lo establecido en la norma armonizada UNE-EN 1090-1.

Para el resto de elementos, se deberá cumplir lo recogido en este anexo.

Las tolerancias se clasifican en:

- Tolerancias normales.
- Tolerancias especiales.

Las tolerancias normales son las que se especifican en este Anejo. Las desviaciones admitidas indicadas no deben ser superadas en ningún caso ya que comprometerían la resistencia y estabilidad de la estructura; tienen la consideración de tolerancias esenciales.

En las tablas que se incluyen más adelante se detallan, dentro del recuadro de las máximas desviaciones permitidas, otras más estrictas cuya observancia permite pasar de 1,05 a 1,00 los coeficientes parciales de resistencia γ_{M0} y γ_{M1} en el apartado 6.1(1) del Anejo 22.

Las tolerancias especiales son más severas y se aplican a aquellos casos en que hay que cumplir requisitos de ajuste, acabado, aspecto estético o condiciones de operación. En casos especiales de montaje o para aumentar la seguridad o la aptitud al servicio de servicio de los componentes estructurales, pueden ser necesarias tolerancias especiales.

En el pliego de prescripciones técnicas particulares se deberán indicar las tolerancias de proyecto. En el caso de tolerancias especiales es necesario explicitar a qué elementos se aplican.

1.1 Tolerancias normales. Generalidades

Las tolerancias normales quedan recogidas en las tablas de este anexo. Debe entenderse que se trata de requisitos para la aceptación final de la estructura; por lo tanto, los componentes prefabricados que se montan en obra tienen sus tolerancias de fabricación subordinadas a la comprobación final de la estructura ejecutada.

Si se superan los límites de desviación permitida (el valor de la tolerancia), se dará lugar a una no-conformidad a tratar según los Capítulos 5, 22, 23 y 24 de este Código.

Se admite la justificación de una desviación no corregida de tolerancias esenciales mediante recálculo de la estructura incluyendo explícitamente el valor de la desviación.

Las tolerancias sobre medidas o dimensiones y sobre la forma de productos planos de acero obtenidos por conformación en frío se indican en la norma UNE-EN 10131.

Las desviaciones permitidas para las secciones rectas de los componentes estructurales acabados en caliente serán las que se especifican en las normas siguientes UNE-EN 10024, UNE-EN 10034, UNE-EN 10051, UNE-EN 10056-2, UNE-EN 10079, UNE-EN 10279, UNE-EN 10029, UNE-EN 10210-2.

Las desviaciones permitidas para las secciones rectas de los componentes estructurales conformados en frío serán las que se especifican en la norma UNE-EN 10219-2.

1.2 Tolerancias normales. Fabricación

Cuando se añaden productos estándar a un componente se aplican las tolerancias más estrictas al conjunto. Cada producto individualmente debe cumplir con su propia norma aplicable:

- a) En el caso de secciones armadas soldando perfiles laminados, las propias del perfil.
- b) En perfiles conformados en frío es la norma UNE-EN 10162. Para fabricación en prensa aplica lo recogido en la tabla A16.1.2a.
- c) Componentes fabricados, en las tablas A16.1.2b y A16.1.2c.

- d) Las láminas de revolución de acuerdo con las clases de ejecución específicas para este tipo de estructuras (no contempladas en este Código), tienen tolerancias que se indican en el Anexo B de la norma UNE-EN 1090-2.
- e) Para la posición de agujeros para tornillos, tanto individualmente como en grupo, la desviación admisible es de 2 mm.
- f) Para chapas nervadas conformadas en frío, en la tabla A16.1.2d.

Tabla A.16.1.2a. Tolerancias de fabricación para perfiles conformados en frío

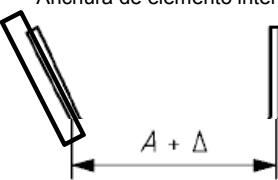
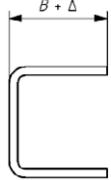
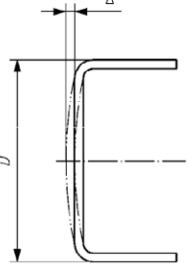
No	Descripción	Parámetro	Desviación admisible
1	 Anchura de elemento interior	Ancho A entre curvas	$-\Delta = A/50$ (obsérvese el signo negativo) Desviación más estricta: $ \Delta = A/80$
2	 Anchura de elemento exterior	Ancho B entre curva y un borde libre	$-\Delta = B/80$ (obsérvese el signo negativo) Desviación más estricta: $ \Delta = B/100$
3	 Planeidad	Desviación cóncava o convexa	$\Delta = D/50$ Desviación más estricta: $ \Delta = D/80$
4	Rectitud de componentes que se van a utilizar sin empotrar	Desviación Δ de la rectitud	$ \Delta = L/750$ Desviación más estricta: $ \Delta = L/1000$

Tabla A16.1.2b. Tolerancias de fabricación para perfiles armados

No	Descripción	Parámetro	Desviación admisible
1	Canto 	Canto total h :	$\Delta = -h/50$ (obsérvese el signo negativo) Desviación más estricta : $\Delta = -h/100$
2	Anchura del ala 	Anchura $b = b_1 \text{ o } b_2$	$\Delta = -b/100$ (obsérvese el signo negativo) Desviación más estricta : $\Delta = -h/150$
3	Perpendicularidad en apoyos 	Verticalidad del alma en los pilares, para componentes sin rigidizadores de apoyo	$\Delta = \pm h/200$ pero $ \Delta \geq t_w$ (t_w = espesor del alma) Desviación más estricta: $ \Delta = h/300$
4	Dimensiones de la sección 	Dimensiones interiores o exteriores donde $b = b_1, b_2, b_3 \text{ o } b_4$	$-\Delta = b/100$ (obsérvese el signo negativo) Desviación más estricta: $-\Delta = b/150$
5	Curvatura de la chapa 	Desviación Δ sobre la altura de la chapa b	$\Delta = \pm b/200 \text{ si } b/t \leq 80$ $\Delta = \pm b^2/(1600 t) \text{ si } 80 < b/t \leq 80$ $\Delta = \pm b/80 \text{ si } b/t > 200$ pero $ \Delta \geq t$ Desviación más estricta : $ \Delta = b/150$
6	Deformación del alma 	Desviación Δ sobre la longitud de referencia L igual a la altura del alma b	$\Delta = \pm b/100$ pero $ \Delta \geq t$ (t = espesor de la chapa) Desviación más estricta : $ \Delta = b/100$

7	Ondulación del alma		Desviación Δ sobre la longitud de referencia L igual a la altura del alma b	$\Delta = \pm b/100$ pero $ \Delta \geq t$ (t = espesor de la chapa) Desviación más estricta: $ \Delta = b/150$
---	---------------------	--	--	--

NOTA: Las notaciones del tipo $\Delta = \pm b/100$ pero $|\Delta| \geq t$ significan que debe adoptarse el mayor de los dos valores

Tabla A16.1.2.b (continuación). Tolerancias de fabricación para perfiles armados

No	Descripción	Parámetro	Desviación admisible
8	Deformación de ala de perfil en I	Deformación Δ sobre la longitud de referencia L , donde $L =$ anchura de ala b	$\Delta = \pm b/150$ si $b/t \leq 20$ $\Delta = \pm b^2/(3000t)$ si $b/t > 20$ (t = espesor del ala) No se requiere desviación más estricta
9	Ondulación del ala en perfil en I	Deformación Δ sobre la longitud de referencia L , donde $L =$ anchura de ala b	$\Delta = \pm b/150$ si $b/t \leq 20$ $\Delta = \pm b^2/(3000t)$ si $b/t > 20$ (t = espesor del ala) No se requiere desviación más estricta
10	Imperfecciones fuera de plano de paneles de chapa entre almas o rigidizadores, caso general	Deformación Δ perpendicular al plano de la chapa si $a \leq 2b$ si $a > 2b$	$\Delta = \pm a/250$ $\Delta = \pm b/125$ No se requiere desviación más estricta
11	Imperfecciones fuera de plano de paneles de chapa entre almas o rigidizadores (caso especial con compresión en la dirección transversal, se aplica el caso general salvo que se especifique este caso especial)	Deformación Δ perpendicular al plano de la chapa si $b \leq 2a$ si $b > 2a$	$\Delta = \pm b/250$ $\Delta = \pm a/125$ No se requiere desviación más estricta
12	Rectitud de componentes que se van a usar sin empotrar	Desviación Δ de la rectitud	$\Delta = \pm L/750$ Desviación más estricta: $ \Delta = L/1000$

Tabla A16.1.2.c Tolerancias de fabricación para paneles rigidizados

		Rigidizadores longitudinales	Rigidizadores transversales
No	Descripción	Parámetro	Desviación admisible
1	Planeidad de rigidizadores longitudinales	Desviación Δ perpendicular a la chapa	$ \Delta = a/400$ Desviación más estricta: $a/500$
2		Desviación Δ paralela a la chapa	$ \Delta = a/400$ Desviación más estricta: $a/500$
3	Planeidad de rigidizadores transversales en paneles doblemente rigidizados	Desviación Δ a la chapa	$ \Delta = a/400$ $ \Delta = b/400$ Desviación más estricta: $a/500$
4		Desviación Δ paralela a la chapa	$ \Delta = b/400$ Desviación más estricta: $a/500$
5	Alineación de vigas o rigidizadores transversales	Nivel con respecto a pórticos transversales adyacentes	$ \Delta = a/400$ Desviación más estricta: $a/500$

Tabla A16.1.2d Tolerancias de fabricación para chapas nervadas conformadas en frío

No	Descripción	Parámetro	Desviación admisible
1	Planicidad de ala o alma rigidizada o sin rigidizar	Desviación Δ de la planicidad de un elemento nominalmente plano	$ \Delta \leq b/50$ Desviación más estricta: $ \Delta = b/80$
2	Curvatura de alma o ala	Desviación Δ de la forma prevista de alma o de ala sobre la anchura de la curva b	$ \Delta \leq b/50$ Desviación más estricta: $ \Delta = b/80$

1.3 Tolerancias normales. Montaje

Las desviaciones de elementos montados deben medirse con relación a una red de puntos fijos previamente establecidos.

Para el centro de un grupo de pernos de anclaje u otro tipo de base de soporte no se permite una desviación superior a ± 6 mm.

El centro de un pilar o columna no puede desviarse más de ± 5 mm de su posición teórica en planta.

Es aconsejable disponer los agujeros para pernos en la placa base con suficiente holgura (rasgados o de mayor diámetro) para facilitar el cumplimiento de ese requisito. En ese caso, se deben usar arandelas mayores.

El nivel de las placas base no puede desviarse más de ± 5 mm.

Las tolerancias de montaje de pilares se dan en las tablas A16.1.3.a y A16.1.3.b.

La media aritmética de 6 pilares contiguos en un edificio de varias plantas debe cumplir lo recogido en la tabla A16.1.3.b en ambas direcciones (pórticos ortogonales).

En un grupo de 6 pilares que cumplan esa tolerancia se puede admitir una desviación individual de $h/100$.

La desviación entre líneas de pilares adyacentes estará dentro de la tolerancia de ± 5 mm de dimensión teórica.

Ese emparrillado teórico se replanteará antes de que se inicie el montaje.

Cuando esté previsto que los grupos de pernos vayan desplazados o desalineados de las líneas teóricas, la desviación de ± 6 mm se aplica a los desplazamientos con respecto a la cuadrícula de pilares establecida.

La longitud que sobresale de un perno de anclaje (en su posición de ajuste óptimo si es regulable) estará vertical hasta dentro de 1 mm en 20 mm. Un requisito similar se aplicará a un conjunto de pernos horizontales y a otros ángulos.

Los agujeros de las placas de asiento y de las placas de fijación se dimensionarán considerando holguras coherentes con las desviaciones admitidas para los pernos.

Los pilares adyacentes a los fosos de ascensores pueden requerir tolerancias especiales.

Tabla A16.1.3a Tolerancias de montaje de pilares en pórticos de una altura

No	Descripción	Parámetro	Desviación admisible
1	Inclinación de cualquier pilar que soporte un puente grúa	Inclinación desde un nivel del suelo hasta el apoyo de la pluma de la grúa	$ \Delta = h/1000$ No se requiere desviación más estricta
2	Inclinación de pilares de una sola planta en edificios porticados	Inclinación media de todos los pilares en el mismo pórtico Para dos pilares: $\Delta = (\Delta_1 + \Delta_2)/2$	$ \Delta = h/500$ No se requiere desviación más estricta
3	Inclinación de pilares de edificios de una sola planta	Inclinación general en la altura de la planta h	$ \Delta = h/300$ Desviación más estricta: $ \Delta = h/500$
4	Rectitud de un pilar de una sola planta	Localización del pilar en planta, con respecto a una línea recta entre puntos de posición en la parte superior y en la parte inferior: – generalmente – secciones huecas estructurales	$ \Delta = h/750$ Desviación más estricta: $ \Delta = h/1000$

Tabla A16.1.3b Tolerancias de montaje en pilares de pórticos de varias plantas

No	Descripción	Parámetro	Desviación admisible
1	Localización en cada nivel de planta, con relación al nivel de base	Localización del pilar en planta a cualquier nivel de forjado con respecto a una línea vertical a través de su centro a nivel de base	$ \Delta = \sum h / (300\sqrt{n})$ No se requiere desviación más estricta.
2	Inclinación de un pilar entre niveles de forjados adyacentes	Localización del pilar en planta, con respecto a una línea vertical a través de su centro al nivel siguiente más bajo	$ \Delta = h/500$ No se requiere desviación más estricta.
3	Rectitud de un pilar entre niveles de forjados adyacentes	Localización del pilar en planta, con respecto a una línea recta entre puntos de posición a niveles de forjados adyacentes	$ \Delta = h/750$ Desviación más estricta: $ \Delta = h/1000$
4	Rectitud de un pilar empalmado entre niveles de forjados adyacentes	Localización del pilar en planta en el empalme, con respecto a una línea recta entre puntos de posición a niveles de forjados adyacentes	$ \Delta = s/750$ con $s \leq h/2$ Desviación más estricta: $ \Delta = h/1000$

1.3.1 Apoyos de contacto total

Cuando se especifique un apoyo de contacto total, las superficies se dispondrán de tal modo que cuando el apoyo y las barras de contacto estén alineadas localmente dentro de una desviación angular de 1 sobre 1000, la holgura máxima entre las superficies de contacto no excederá de 1 mm localmente y tampoco excederá de 0,5 mm sobre los dos tercios, como mínimo, del área de contacto según se muestra en la tabla A16.1.3c.

Cuando la magnitud de la holgura supere los límites especificados, pero sea menor que 6 mm, podrán utilizarse cuñas o calzos para reducir dicha holgura a los límites de desviación admitida. Las cuñas estarán fabricadas a partir de llantas o pletinas de acero suave (de bajo contenido de carbono).

Tabla A16.1.3c Tolerancias de montaje para apoyos de contacto total

No	Descripción	Parámetro	Desviación admisible
1		Desalineación angular local $\Delta\theta$ que se produce al mismo tiempo que la distancia de separación Δ en el punto "X"	$\Delta\theta = \pm 1/500$ No se requiere desviación más estricta
2		Holgura en x	$\Delta = 0,5$ mm sobre los dos tercios del área de contacto con un máximo local de 1 mm No se requiere desviación más estricta

1.4 Tolerancias normales para puentes

Los soportes / pilas de puentes deben cumplir con una tolerancia ± 5 mm en vertical y en planta.

Las almas de vigas principales deben cumplir una tolerancia en verticalidad de canto/300.

Otras tolerancias específicas de puentes se recogen en la tabla A16.1.4.

Tabla A16.1.4 Tolerancias de montaje para puentes

No	Descripción	Parámetro	Desviación admisible
1	Longitud del tramo	Desviación Δ de la distancia L entre dos soportes consecutivos medida sobre la parte superior del ala de arriba	$\Delta = \pm (30+L/10000)$
2	Elevación del puente o perfil de plano	Desviación Δ del perfil nominal teniendo en cuenta niveles construidos de los pilares L ≤ 20 m : L > 20 m :	$\Delta = \pm (L/1000)$ $ \Delta = \pm (L/2000 + 10 \text{ mm}) \leq 35 \text{ mm}$
3	Ajuste de tableros ortótropos de espesores de chapa T después del montaje	<p>Longitud de galga: L</p> <p>Desviación: Pr</p> <p>Diferencia de nivel en la unión</p> <p>T ≤ 10 mm : $Ve = 2 \text{ mm}$</p> <p>10 mm < T < 70 mm : $Ve = 5 \text{ mm}$</p> <p>T > 70 mm : $Ve = 8 \text{ mm}$</p> <p>Pendiente:</p> <p>T ≤ 10 mm : $Dr = 8\%$</p> <p>10 mm < T < 70 mm : $Dr = 9\%$</p> <p>T > 70 mm : $Dr = 10\%$</p> <p>Planeidad en cualquier dirección:</p> <p>T ≤ 10 mm : $Pr = 3 \text{ mm en } 1 \text{ m}$ $Pr = 4 \text{ mm en } 3 \text{ m}$ $Pr = 5 \text{ mm en } 5 \text{ m}$</p> <p>T > 70 mm :</p> <p>Caso general: $Pr = 5 \text{ mm en } 3 \text{ m}$</p> <p>Longitudinalmente: $Pr = 18 \text{ mm en } 3 \text{ m}$</p> <p>NOTA: los valores para Pr pueden ser interpolados entre 10 mm < T ≤ 70 mm :</p>	
4	Soldado de tablero ortótropo	<p>El saliente A_r de la soldadura por encima de la superficie circundante</p>	$A_r = +1 / -0 \text{ mm}$

1.5 Tolerancias especiales

Para las tolerancias especiales se recomienda seguir las denominadas tolerancias suplementarias del Anexo B de la norma UNE-EN 1090-2, donde se establecen dos niveles o clases para fabricación y montaje.

Debe indicarse a qué componentes aplica, ya que se puede utilizar para un elemento único o bien a un conjunto.

En aquellos casos en los que se cita dicho Anexo B sin especificar la clase de tolerancia, se entenderá que es clase de tolerancia 1, menos severa que clase 2.

Un ejemplo de aplicación de clase 2 de tolerancia es el montaje de una fachada acristalada, con objeto de reducir las holguras y mejorar el ajuste.

Hay que tener en cuenta al especificar la clase de tolerancia suplementaria (sobre todo la 2) que las vigas y dinteles de pórticos traslacionales pueden tener flechas y corrimientos relativamente grandes.

Excepto en el caso de barras sometidas a esfuerzos dinámicos una tolerancia aplicable puede ser el quinientosavo de su longitud.

ANEJO 17**Frecuencias de comprobación de las unidades de inspección en la ejecución de estructuras de acero****Contenidos del anexo**

- 1 INTRODUCCIÓN.**
- 2 FRECUENCIAS DE COMPROBACIÓN DE LAS UNIDADES DE INSPECCIÓN.**
 - 2.1 FRECUENCIAS DE COMPROBACIÓN EN FUNCIÓN DEL PROCESO DE EJECUCIÓN .**
 - 2.2 FRECUENCIAS DE COMPROBACIÓN EN FUNCIÓN DEL TIPO DE SOLDADURA.**

1 Introducción

La dirección facultativa llevará a cabo el control de la ejecución de las estructuras de acero, mediante una de las dos opciones admitidas en el Artículo 17.

En la opción A, el control de la ejecución lo realizará la propia dirección facultativa, asistida en su caso por un agente de control independiente que desarrolle su actividad para la dirección facultativa.

En la opción B, el control de la ejecución de cada lote y unidad de inspección lo realizará el constructor, y la dirección facultativa, asistida o no por un agente de control independiente, realizará un control de contraste del control del constructor.

En este anexo se incluye, de forma orientativa, las frecuencias de comprobación para las diferentes unidades de inspección, definidas en el apartado 101.2. Estas frecuencias deberán adaptarse a las características de la obra y a los medios disponibles en la misma, por lo que la dirección facultativa, por iniciativa propia o a propuesta del constructor, podrá autorizar valores diferentes a los recogidos en este anexo.

2 Frecuencias de comprobación de las unidades de inspección

En el caso que el control de la ejecución se organice según la opción B definida en el Artículo 17, para cada proceso o actividad de ejecución incluido en un lote, el Control del constructor (definido en las tablas siguientes simplemente como Control) desarrollará el control de la ejecución con unas frecuencias mínimas de comprobación obtenidas en función del número de unidades de inspección, del nivel control de la ejecución (normal o intenso) y la clase de ejecución, de acuerdo con lo indicado en las tablas A17.2.1, A17.2.2.a y A17.2.2.b. Por su parte, la dirección facultativa podrá desarrollar adicionalmente un control de contraste, mediante la realización de comprobaciones cuyo número será también función del número de unidades de inspección, del nivel de control y la clase de ejecución, de acuerdo con los criterios de las citadas tablas.

En el caso que el control de la ejecución se organice mediante la opción A definida en el Artículo 17 de este Código, el Control lo realizará la dirección facultativa en los términos descritos en dicho artículo, y por lo tanto no será necesario que la propia dirección facultativa realice controles de contraste adicionales.

2.1 Frecuencias de comprobación en función del proceso de ejecución

Tabla A17.2.1 Frecuencias de comprobación para los procesos de ejecución incluidos en la tabla 101.2

Procesos y actividades de ejecución	Número mínimo de unidades de inspección controladas por lote de ejecución			
	Control normal		Control intenso	
	Control del constructor	Control externo de la dirección facultativa	Autocontrol del constructor	Control externo de la dirección facultativa
Gestión de acopios	100%	3	100%	20%, con un mínimo de 3
Revisión de planos de taller	25%	3	100%	20%

Procesos y actividades de ejecución	Número mínimo de unidades de inspección controladas por lote de ejecución			
	Control normal		Control intenso	
	Control del constructor	Control externo de la dirección facultativa	Autocontrol del constructor	Control externo de la dirección facultativa
Manipulación de los productos de acero en taller	50% ⁽³⁾	10%	100% ⁽³⁾	25% ⁽¹⁾
Ensamblado y armado de elementos en taller, incluido el control dimensional, así como la comprobación de fijaciones mecánicas y soldaduras	50% ⁽³⁾	10%	100% ⁽³⁾	25% ⁽²⁾
Ajustes, correcciones y acabados finales	50%	10%	100% ⁽³⁾	25% ⁽²⁾
Control visual de elementos que llegan a la obra	100%	10%	100%	25% ⁽²⁾
Cualificación de soldadores y procedimientos de soldeo	100%	100%	100%	100%
Ejecución de soldaduras	De acuerdo con tabla A17.2.2.a	De acuerdo con tabla A17.2.2.a	De acuerdo con tabla A17.2.2.a	De acuerdo con tabla A17.2.2.a
Replanteos	5	3	100%	20%
Cualificación de procedimientos de fijación con elementos mecánicos	100%	100%	100%	100%
Ejecución de fijaciones con elementos mecánicos para montaje	50%	10%	100%	25% ⁽²⁾
Aplicación de tratamientos de protección	25%	10%	100%	25%

(1) Este control podrá disminuirse progresivamente hasta el 15%, en el caso de que el programa de control se vaya desarrollando correctamente y se vayan obteniendo resultados satisfactorios en las inspecciones realizadas.

(2) Este control podrá disminuirse progresivamente hasta el 10%, en el caso de que el programa de control se vaya desarrollando correctamente y se vayan obteniendo resultados satisfactorios en las inspecciones realizadas.

(3) En elementos secundarios, de acuerdo con la definición expresada en la tabla 101.2, el número mínimo de unidades de inspección a controlar en cada lote de ejecución podrá disminuirse hasta un 25%. En dichos casos, el control de contraste de la dirección facultativa podrá disminuirse también hasta el 12%

2.2 Frecuencias de comprobación en función del tipo de soldadura

Tabla A17.2.2.a Tipo y número de ensayos en el caso de soldaduras

Tipo de soldadura	Tipo de ensayo ⁽¹⁾ e intensidad de control					
	Soldaduras en taller perteneciente a las instalaciones de obra (sin Marcado CE)		Soldaduras en obra			
	Control normal	Control intenso	Control normal	Control intenso	Control normal	Control intenso
Cordones a tope, en platabandas, almas o elementos de responsabilidad, traccionados o susceptibles de fatiga	PM/LP 20%	UT 40%	RT/UT 100%	Control constructor	RT/UT 100%	Control constructor
Cordones a tope, en platabandas, almas o elementos de responsabilidad, comprimidos y no susceptibles de fatiga	PM/LP 3%	UT 5%	RT/UT 10%	Control externo	RT/UT 100%	Control externo
Cordones en ángulo o con penetración parcial, en elementos de responsabilidad (riostras, traviesas, mamparos, costillas, etc.), traccionados o susceptibles de fatiga	PM/LP 100%	UT 40%	RT/UT 100%	Control constructor	RT/UT 20%	Control externo
Cordones en ángulo o con penetración parcial, en elementos de responsabilidad (riostras, traviesas, mamparos, costillas, etc.), comprimidos y no susceptibles de fatiga	PM/LP 20%	PM/LP 5%	PM/LP 20%	UT 10%	RT/UT 100%	Control constructor
Cordones a tope o en ángulo en elementos de responsabilidad, trabajando fundamentalmente a rasante (unión alas-alma, rigidizadores, mamparos de apoyo, etc.)	UT/PM/LP 30%	PM/LP 30%	PM/LP 100%	UT 50%	RT/UT 100%	Control externo
Cordones en ángulo o con penetración parcial, en elementos secundarios (cartelas, rigidizadores intermedios, células, arriostramientos, riostras, marcos de rigidez, uniones de atado, etc.)	PM/LP 10%	UT/PM/LP 4%	PM/LP 4%	UT 5%	RT/UT 10%	Control constructor
Cordones en ángulo de pernos conectadores	PM/LP 10%	UT/PM/LP 30%	PM/LP 30%	PM/LP 100%	UT 50%	Control constructor
	PM/LP 5%	UT/PM/LP 7%	PM/LP 7%	PM/LP 20%	UT 10%	Control externo

- (1) La nomenclatura utilizada en la tabla para los ensayos es conforme con la norma UNE-EN ISO 17635:
- LP: ensayo de líquidos penetrantes, efectuado de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 3452-1;
 - PM, ensayo de partículas magnéticas, efectuado de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 17638;
 - UT: ensayo de ultrasonidos, efectuado de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 17640;
 - RT: ensayo radiográfico, de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 17636.
- (2) Autocontrol del productor conforme al apartado 22.1 del Código Estructural.

Tabla A17.2.2.b Frecuencias de ensayos no destructivos para las comprobaciones adicionales de las soldaduras, conforme se indica en el apartado 103.2.2.6

Tipo de soldadura		Ensayo			
		Soldaduras en Taller perteneciente a las instalaciones de obra (sin Marcado CE)		Soldaduras en obra	
Cordones de fuerza	C.E. 4 y 3	C.E. 2	C.E. 4 y 3	C.E. 2	
	Cordones a tope sometidos a tensiones de tracción ($k \geq 0,8$)	100 %	50 %	100 %	100 %
	$0,3 < k < 0,8$	50 %	20 %	100 %	50 %
	$k \leq 0,3$	10 %	5 %	20 %	10 %
	Cordones a tope sometidos a tensiones de compresión	10 %	5 %	20 %	10 %
Uniones de atado	Cordones de ángulo.	20 %	10 %	20 %	10 %
	Cordones Longitudinales	10 %,	5 %	20 %	10 %
Rigidizadores, correas, etc.		5 %			

k: Coeficiente de utilización definido en proyecto.

C.E. Clase de ejecución.

ANEJO 18

Bases de cálculo

Contenido

1 GENERALIDADES.

- 1.1 ALCANCE.
- 1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA.
- 1.3 HIPÓTESIS DE TRABAJO.
- 1.4 TÉRMINOS Y DEFINICIONES.
 - 1.4.1 *Términos de uso común en los anejos del Código Estructural.*
 - 1.4.2 *Términos específicos relativos al proyecto en general.*
 - 1.4.3 *Términos relativos a acciones.*
 - 1.4.4 *Términos relativos a las propiedades de materiales y productos.*
 - 1.4.5 *Términos relativos a datos geométricos.*
 - 1.4.6 *Términos relativos al análisis estructural.*
- 1.5 NOTACIÓN.

2 REQUISITOS.

- 2.1 REQUISITOS BÁSICOS.
- 2.2 GESTIÓN DE LA FIABILIDAD.
- 2.3 VIDA ÚTIL.
- 2.4 DURABILIDAD.
- 2.5 GESTIÓN DE LA CALIDAD.

3 PRINCIPIOS DE CÁLCULO DE LOS ESTADOS LÍMITE.

- 3.1 GENERALIDADES.
- 3.2 SITUACIONES DE PROYECTO.
- 3.3 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.
- 3.4 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.
- 3.5 CÁLCULO DE LOS ESTADOS LÍMITE.

4 VARIABLES BÁSICAS.

- 4.1 ACCIONES Y CONDICIONES AMBIENTALES.
 - 4.1.1 *Clasificación de las acciones.*
 - 4.1.2 *Valores característicos de las acciones.*
 - 4.1.3 *Otros valores representativos de las acciones variables.*
 - 4.1.4 *Representación de las acciones de fatiga.*
 - 4.1.5 *Representación de las acciones dinámicas.*
 - 4.1.6 *Acciones geotécnicas.*
 - 4.1.7 *Condiciones ambientales.*
- 4.2 PROPIEDADES DE MATERIALES Y PRODUCTOS.
- 4.3 DATOS GEOMÉTRICOS.

5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y CÁLCULO ASISTIDO CON ENSAYOS.

- 5.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.
 - 5.1.1 *Modelización estructural.*
 - 5.1.2 *Acciones estáticas.*
 - 5.1.3 *Acciones dinámicas.*
 - 5.1.4 *Análisis estructural en caso de fuego.*
- 5.2 CÁLCULO ASISTIDO CON ENSAYOS.

6 COMPROBACIÓN POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES.

- 6.1 GENERALIDADES.
- 6.2 LIMITACIONES.
- 6.3 VALORES DE CÁLCULO.

- 6.3.1 *Valores de cálculo de las acciones.*
- 6.3.2 *Valores de cálculo de los efectos de las acciones.*
- 6.3.3 *Valores de cálculo de las propiedades de materiales o productos.*
- 6.3.4 *Valores de cálculo de los datos geométricos.*
- 6.3.5 *Resistencia de cálculo.*
- 6.4 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.
 - 6.4.1 *Generalidades.*
 - 6.4.2 *Comprobación del equilibrio estático y de la resistencia.*
 - 6.4.3 *Combinación de acciones (excepto para comprobaciones a fatiga).*
 - 6.4.3.1 General.
 - 6.4.3.2 Combinación de acciones para situaciones de proyecto permanentes o transitorias (combinaciones fundamentales).
 - 6.4.3.3 Combinación de acciones para situaciones de proyecto accidentales.
 - 6.4.3.4 Combinación de acciones para situaciones de proyecto frente al sismo.
 - 6.4.4 *Coeficientes parciales de seguridad para acciones y combinaciones de acciones.*
 - 6.4.5 *Coeficientes parciales para materiales y productos.*
- 6.5 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.
 - 6.5.1 *Comprobaciones.*
 - 6.5.2 *Criterios de servicio.*
 - 6.5.3 *Combinación de acciones.*
 - 6.5.4 *Coeficientes parciales para los materiales.*

APÉNDICE A.1 APPLICACIÓN A EDIFICACIÓN.

APÉNDICE A.2 APPLICACIÓN EN PUENTES.

APÉNDICE B RECOMENDACIONES PARA LA GESTIÓN DE LA FIABILIDAD ESTRUCTURAL EN TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.

- B.1 ALCANCE Y CAMPO DE APLICACIÓN.
- B.2 NOTACIÓN.
- B.3 NIVEL DE FIABILIDAD.
 - B.3.1 *Clases de consecuencias.*
 - B.3.2 *Diferenciación mediante valores de β .*
 - B.3.3 *Diferenciación mediante medidas relativas a los coeficientes parciales.*
- B.4 NIVELES DE SUPERVISIÓN DEL PROYECTO.
- B.5 INSPECCIÓN DURANTE LA EJECUCIÓN.
- B.6 COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD PARA LAS PROPIEDADES DE RESISTENCIA.

APÉNDICE C RECOMENDACIONES PARA EL CÁLCULO CON COEFICIENTES PARCIALES Y ANÁLISIS DE LA FIABILIDAD.

- C.1 ALCANCE Y CAMPO DE APLICACIÓN .
- C.2 NOTACIÓN.
- C.3 INTRODUCCIÓN.
- C.4 RESUMEN DE LOS MÉTODOS DE FIABILIDAD.
- C.5 ÍNDICE DE FIABILIDAD B.
- C.6 VALORES OBJETIVO DEL ÍNDICE DE FIABILIDAD B.
- C.7 ENFOQUE PARA LA CALIBRACIÓN DE LOS VALORES DE CÁLCULO.
- C.8 FORMATOS DE COMPROBACIÓN DE LA FIABILIDAD.
- C.9 COEFICIENTES PARCIALES.
- C10 COEFICIENTES Ψ_0 .

APÉNDICE D RECOMENDACIONES PARA EL CÁLCULO ASISTIDO POR ENSAYOS.

- D.1 ALCANCE Y CAMPO DE APLICACIÓN.
- D.2 NOTACIÓN.
- D.3 TIPOS DE ENSAYOS.
- D.4 PLANIFICACIÓN DE LOS ENSAYOS.
- D.5 OBTENCIÓN DE LOS VALORES DE CÁLCULO.
- D.6 PRINCIPIOS GENERALES PARA LAS EVALUACIONES ESTADÍSTICAS.
- D.7 DETERMINACIÓN ESTADÍSTICA DE UNA PROPIEDAD.

D.7.1 *Generalidades.*

D.7.2 *Evaluación mediante el valor característico.*

D.7.3 *Evaluación directa del valor de cálculo para las comprobaciones en Estado Límite Último.*

D.8 DETERMINACIÓN ESTADÍSTICA DE MODELOS DE RESISTENCIA.

D.8.1 *Generalidades.*

D.8.2 *Procedimiento de evaluación estándar (Método (a)).*

D.8.2.1 Generalidades.

D.8.2.2 Procedimiento estándar.

D.8.2.2.1 Paso 1: Desarrollar un modelo de cálculo.

D.8.2.2.2 Paso 2: Comparar los valores experimentales y teóricos.

D.8.2.2.3 Paso 3: Estimar el valor medio del factor de corrección b.

D.8.2.2.4 Paso 4: Estimar el coeficiente de variación de los errores.

D.8.2.2.5 Paso 5: Analizar la compatibilidad.

D.8.2.2.6 Paso 6: Determinar los coeficientes de variación VX_i de las variables básicas.

D.8.2.2.7 Paso 7: Determinar el valor característico rk de la resistencia.

D.8.3 *Procedimiento de evaluación estándar (Método (b)).*

D.8.4 *Uso de información previa adicional.*

1 Generalidades

1.1 Alcance

(1) Este anexo establece los principios y requisitos de seguridad, aptitud al servicio y durabilidad de las estructuras, describe las bases para su cálculo y comprobación y da directrices sobre aspectos relacionados con la fiabilidad estructural.

(2) Este anexo está concebido para ser utilizado junto con el resto del Código Estructural (articulado y anejos) para el diseño estructural de edificios y obras de ingeniería civil, incluyendo la resistencia al fuego, la ejecución y las estructuras provisionales.

NOTA: Para el cálculo de obras especiales (por ejemplo, instalaciones nucleares, presas, etc.) pueden ser necesarias disposiciones distintas a las recogidas en los anejos de este Código.

(4) Este anexo es de aplicación a la evaluación estructural de construcciones existentes, con vistas a proyectar reparaciones, modificaciones o a estudiar su cambio de uso.

1.2 Normativa de referencia

Las normas citadas en este anexo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

1.3 Hipótesis de trabajo

(1) Se considerará que un proyecto cumple con los requisitos, siempre y cuando se satisfagan los supuestos dados en este Código Estructural (véase el apartado 2).

(2) Las hipótesis generales de este anexo son:

- que la elección del sistema estructural y del procedimiento de cálculo de la estructura se ha realizado por personal debidamente cualificado y con experiencia;
- que la ejecución se lleva a cabo por personal con las capacidades y experiencia adecuadas;
- se asegura una supervisión y un control de calidad adecuados durante el proyecto y la ejecución de la obra, es decir, en las oficinas de proyecto, en fábrica, en las plantas y en la obra;
- que los materiales y productos de construcción se utilizan según se especifica en este Código Estructural.
- que la estructura se mantendrá de forma adecuada;
- que la estructura se utilizará de acuerdo con las hipótesis de proyecto.

1.4 Términos y definiciones

1.4.1 Términos de uso común en los anejos del Código Estructural

1.4.1.1 Obras de construcción. Todo aquello que sea construido o que sea resultado de operaciones de construcción.

NOTA: El término engloba tanto obras de edificación como de ingeniería civil. Se refiere a la obra completa, incluyendo los elementos estructurales, no estructurales y geotécnicos.

1.4.1.2 Tipo de obra de edificación o de ingeniería civil. Tipo de obra de construcción en la que se designa su finalidad, por ejemplo vivienda, muro de contención, edificio industrial, puente de carretera.

1.4.1.3 Tipo de construcción. Indicación del material estructural principal, por ejemplo, construcción de hormigón armado, de acero, de madera, de fábrica de albañilería, construcción mixta de acero y hormigón.

1.4.1.4 Método de ejecución. Modo en el que se va a llevar a cabo la ejecución de las obras, por ejemplo, ejecutado *in situ*, prefabricada, en voladizo.

1.4.1.5 Material de construcción. Material utilizado en la obra de construcción, por ejemplo hormigón, acero, madera, fábrica de albañilería.

1.4.1.6 Estructura. Combinación organizada de elementos conectados proyectados para soportar cargas y proporcionar la rigidez adecuada.

1.4.1.7 Elemento estructural. Parte de la estructura, físicamente identificable, por ejemplo un pilar, una viga, una losa, un pilote de cimentación.

1.4.1.8 Tipo de estructura. Disposición de elementos estructurales.

NOTA: Tipos de estructuras son, por ejemplo, pórticos, puentes colgantes.

1.4.1.9 Sistema estructural. Elementos portantes de un edificio o una obra de ingeniería civil y la forma en la que estos elementos funcionan juntos.

1.4.1.10 Modelo estructural. Esquematización sistema estructural utilizado para el análisis, el dimensionamiento y la comprobación.

1.4.1.11 Ejecución. Conjunto de actividades realizadas para completar físicamente la obra incluida la recepción, la inspección y la documentación correspondiente.

NOTA: El término incluye el trabajo en la obra; también puede referirse a la fabricación componentes fuera de la obra y su posterior colocación en la obra.

1.4.2 Términos específicos relativos al proyecto en general

1.4.2.1 Criterios de cálculo. Fórmulas cuantitativas que describen las condiciones que se deben cumplir para cada estado límite.

1.4.2.2 Situaciones de proyecto. Conjunto de condiciones físicas que representan las condiciones reales que se producen durante un determinado intervalo de tiempo para las que se debe demostrar, mediante el cálculo, que no se superan los estados límite correspondientes.

1.4.2.3 Situaciones transitorias de proyecto. Situación de proyecto que se da durante un periodo de tiempo mucho más corto que la vida útil de la estructura y que tiene una alta probabilidad de que ocurra.

NOTA: Una situación transitoria de proyecto se refiere a situaciones temporales de la estructura, de uso o exposición, por ejemplo durante la construcción o reparación.

1.4.2.4 Situación persistente de proyecto. Situación de proyecto que se da durante un periodo de tiempo del mismo orden que el de la vida útil de la estructura.

NOTA: En general se refiere a las condiciones normales de uso.

1.4.2.5 Situación accidental de proyecto. Situación de proyecto que implica condiciones excepcionales de la estructura o de su exposición, incluyendo incendio, explosión, impacto o fallo local.

1.4.2.6 Cálculo en caso de incendio. Cálculo de una estructura para satisfacer los requisitos de comportamiento en caso de incendio.

1.4.2.7 Situación sísmica de proyecto. Situación de proyecto que implica condiciones excepcionales de la estructura al estar sometida a efectos sísmicos.

1.4.2.8 Vida útil. Periodo de tiempo durante el cual se supone que una estructura o parte de ella va a ser utilizada para el fin previsto durante el que puedan realizarse operaciones de mantenimiento, sin ser necesarias grandes reparaciones.

1.4.2.9 Peligro potencial. Acontecimiento grave e inusual, por ejemplo una acción o fuerza natural anormal, una resistencia insuficiente, o una desviación excesiva de las dimensiones previstas.

1.4.2.10 Distribución de cargas. Identificación de la posición, magnitud y dirección de una acción libre.

1.4.2.11 Caso de carga. Distribuciones compatibles de cargas, conjuntos de deformaciones e imperfecciones que se considera que actúan simultáneamente con acciones fijas permanentes y variables para una determinada comprobación.

1.4.2.12 Estados límite. Estados más allá de los cuales la estructura deja de satisfacer los criterios de proyecto correspondientes.

1.4.2.13 Estados Límite Últimos. Estados asociados con el colapso o con otras formas similares de fallo estructural.

NOTA: Se corresponden normalmente con la resistencia máxima de la estructura o elemento estructural.

1.4.2.14 Estados Límite de Servicio. Estados que corresponden a condiciones por encima de las cuales no se cumplen los requisitos de aptitud al servicio especificados para una estructura o un elemento estructural.

1.4.2.14.1 Estados Límite de Servicio irreversibles. Estados Límite de Servicio en los que algunas de las consecuencias derivadas de las acciones que exceden los requisitos de aptitud al servicio permanecen tras desaparecer las acciones.

1.4.2.14.2 Estados Límite de Servicio reversibles. Estados Límite de Servicio en los que ninguna de las consecuencias derivadas de las acciones que exceden los requisitos de aptitud al servicio permanece tras desaparecer las acciones.

1.4.2.14.3 Criterios de aptitud al servicio. Criterios de cálculo para un Estado Límite de Servicio.

1.4.2.15 Capacidad portante. Capacidad de un elemento o componente, o de una sección transversal de un elemento o componente de una estructura para soportar acciones sin que se produzca el fallo, por ejemplo, resistencia a flexión, resistencia a pandeo, resistencia a tracción.

1.4.2.16 Resistencia. Propiedad mecánica de un material que indica su capacidad para resistir acciones, expresada normalmente en unidades de tensión.

1.4.2.17 Fiabilidad. Capacidad de una estructura o elemento estructural para cumplir con los requisitos específicos (incluida la vida útil) para los que ha sido proyectada. La fiabilidad se suele expresar en términos de probabilidad.

NOTA: La fiabilidad engloba la seguridad, la aptitud al servicio y la durabilidad de una estructura.

1.4.2.18 Nivel de fiabilidad. Medidas implantadas para la optimización socio-económica de los recursos empleados en las obras de construcción, teniendo en cuenta las consecuencias previstas en caso de fallo y el coste de las obras de construcción.

1.4.2.19 Variable básica. Parte de un conjunto específico de variables que representan las magnitudes físicas que caracterizan a las acciones y a las influencias ambientales, las magnitudes geométricas y las propiedades de los materiales incluyendo las propiedades del suelo.

1.4.2.20 Mantenimiento. Conjunto de actividades llevadas a cabo durante la vida útil de la estructura con el fin de que pueda cumplir con los requisitos de fiabilidad.

NOTA: Las actividades de reparación de la estructura tras un suceso accidental o un sismo quedan normalmente fuera del ámbito del mantenimiento.

1.4.2.21 Reparación. Actividades realizadas para conservar o restablecer la funcionalidad de una estructura que quedan fuera de la definición de mantenimiento.

1.4.2.22 Valor nominal. Valor establecido sin una base estadística, por ejemplo, sobre la experiencia adquirida o sobre consideraciones físicas.

1.4.3 Términos relativos a acciones

1.4.3.1 Acción (F)

- a) Conjunto de fuerzas (cargas) aplicadas a la estructura (acción directa).
- b) Conjunto de deformaciones o aceleraciones impuestas causadas, por ejemplo, por cambios de temperatura, cambios de humedad, asientos diferenciales o sismo (acción indirecta).

1.4.3.2 Efecto de una acción (E). Efecto de acciones (o efecto de una acción) sobre elementos estructurales (por ejemplo, esfuerzo, momento, tensión, deformación) o sobre la estructura completa (por ejemplo, deformación, rotación).

1.4.3.3 Acción permanente (G). Acción que previsiblemente va a actuar durante un periodo de referencia dado cuya variación (de magnitud) en el tiempo es despreciable o se produce siempre en el mismo sentido (monótona) hasta alcanzar un determinado valor límite.

1.4.3.4 Acción variable (Q). Acción cuya variación (de magnitud) en el tiempo no es despreciable ni monótona.

1.4.3.5 Acción accidental (A). Acción, normalmente de corta duración, pero de magnitud considerable, que es poco probable que actúe en una estructura determinada durante su vida útil.

NOTA 1: En muchos casos una acción accidental puede tener graves consecuencias si no se adoptan las medidas adecuadas.

NOTA 2: El impacto, la nieve, el viento y las acciones sísmicas pueden ser acciones variables o accidentales dependiendo de la información disponible sobre sus distribuciones estadísticas.

1.4.3.6 Acción sísmica (A_E). Acción que surge como consecuencia de movimientos sísmicos del terreno.

1.4.3.7 Acción geotécnica. Acción transmitida a la estructura por el terreno, los relleno o las aguas subterráneas.

1.4.3.8 Acción fija. Acción que tiene una distribución y posición fijas sobre la estructura o el elemento estructural; su magnitud y dirección están determinadas inequívocamente para toda la estructura o elemento estructural si ambas, magnitud y dirección, lo están para un punto determinado de la mencionada estructura o elemento estructural.

1.4.3.9 Acción libre. Acción que puede tener varias distribuciones espaciales sobre la estructura.

1.4.3.10 Acción aislada. Acción que puede considerarse como estadísticamente independiente, en el tiempo y en el espacio, con respecto a cualquier otra acción que actúe sobre la estructura.

1.4.3.11 Acción estática. Acción que no causa una aceleración significativa de la estructura o de los elementos estructurales.

1.4.3.12 Acción dinámica. Acción que causa una aceleración significativa de la estructura o de los elementos estructurales.

1.4.3.13 Acción cuasi-estática. Acción dinámica representada por una acción estática equivalente en un modelo estático.

1.4.3.14 Valor característico de una acción (F_k). Principal valor representativo de una acción.

NOTA: En la medida en la que un valor característico pueda ser establecido mediante bases estadísticas, se le hará corresponder con una probabilidad de no ser excedido por el lado desfavorable durante un "periodo de referencia" que tenga en cuenta la vida útil de la estructura y la duración de la situación de proyecto.

1.4.3.15 Periodo de referencia. Periodo de tiempo que se utiliza como base para la evaluación estadística de acciones variables y, eventualmente, para acciones accidentales.

1.4.3.16 Valor de combinación de una acción variable ($\Psi_0 Q_k$). Valor escogido —en la medida que pueda determinarse sobre bases estadísticas— de manera que la probabilidad de que se superen los efectos causados por la combinación sea aproximadamente la misma que para el valor característico de una acción individual. Puede expresarse como una parte del valor característico utilizando el factor $\Psi_0 \leq 1$.

1.4.3.17 Valor frecuente de una acción variable ($\Psi_1 Q_k$). Valor determinado —en la medida que pueda determinarse sobre bases estadísticas— de manera que el tiempo total, dentro del periodo de referencia, durante el que dicho valor es superado es solo una pequeña parte de dicho periodo de referencia; o la frecuencia con la que se excede está limitada a un valor dado. Puede expresarse como una parte del valor característico utilizando un factor $\Psi_1 \leq 1$.

NOTA: En el caso del valor frecuente de las acciones de tráfico con componentes múltiples, véanse los grupos de cargas de la reglamentación específica vigente.

1.4.3.18 Valor cuasi-permanente de una acción variable ($\Psi_2 Q_k$). Valor establecido de manera que el tiempo total durante el que va a ser excedido es una parte importante del periodo de referencia. Puede expresarse como una parte del valor característico utilizando un factor $\Psi_2 \leq 1$.

1.4.3.19 Valor de concomitancia de una acción variable (ΨQ_k). Valor de una acción variable que acompaña a la acción principal en una combinación.

NOTA: El valor de concomitancia de una acción variable puede ser el valor de combinación, el valor frecuente o el valor cuasi-permanente.

1.4.3.20 Valor representativo de una acción (F_{rep}). Valor utilizado para la verificación de un estado límite. Un valor representativo puede ser un valor característico (F_k) o un valor concomitante (ΨF_k).

1.4.3.21 Valor de cálculo de una acción (F_d). Valor obtenido al multiplicar el valor representativo por el coeficiente parcial (γ_f).

NOTA: El producto del valor representativo por el coeficiente parcial $\gamma_F = \gamma_{sd} \gamma_f$ se puede llamar también valor de cálculo de la acción (véase el apartado 6.3.2).

1.4.3.22 Combinación de acciones. Conjunto de valores de cálculo empleado para la verificación de la fiabilidad estructural de un estado límite bajo la acción simultánea de varias acciones.

1.4.4 Términos relativos a las propiedades de materiales y productos

1.4.4.1 Valor característico (X_k o R_k). Valor de una propiedad de un material o producto que tiene una determinada probabilidad de no ser alcanzado en una hipotética serie ilimitada de ensayos. Este valor corresponde, normalmente, a un cuantil especificado de la distribución estadística supuesta para esa propiedad del material o producto. En algunos casos, se utiliza un valor nominal como valor característico.

1.4.4.2 Valor de cálculo de una propiedad de un material o producto (X_d o R_d). Valor obtenido al dividir el valor característico por un coeficiente parcial γ_m o γ_M , o, en circunstancias especiales, por determinación directa.

1.4.4.3 Valor nominal de una propiedad de un material o producto (X_{nom} o R_{nom}). Valor utilizado normalmente como valor característico.

1.4.5 Términos relativos a datos geométricos

1.4.5.1 Valor característico de una propiedad geométrica (a_k). Valor que se corresponde normalmente con las dimensiones especificadas en el proyecto. En algunos casos, este valor puede corresponder a determinados cuantiles de la distribución estadística.

1.4.5.2 Valor de cálculo de una propiedad geométrica (a_d). Normalmente, un valor nominal. En algunos casos, este valor puede corresponder a determinados cuantiles de la distribución estadística.

NOTA: El valor de cálculo de una propiedad geométrica es, generalmente, igual al valor característico. El tratamiento puede, sin embargo, ser diferente en aquellos casos en los que el estado límite considerado sea muy sensible al valor de dicha propiedad geométrica, por ejemplo, cuando se esté considerando el efecto de las imperfecciones geométricas en el pandeo. En tales casos, el valor de cálculo se establecerá normalmente como un valor determinado directamente, por ejemplo, en una norma. Este valor puede también establecerse sobre una base estadística con un valor que se corresponda a un cuantil más apropiado (por ejemplo, un valor más raro) que el aplicado al valor característico.

1.4.6 Términos relativos al análisis estructural

NOTA: Las definiciones recogidas en este apartado no tienen por qué estar relacionadas necesariamente con términos utilizados en este anexo, pero se incluyen aquí con el fin de armonizar los términos relativos al análisis estructural recogidos en el Código Estructural.

1.4.6.1 Análisis estructural. Procedimiento o algoritmo para la determinación de los efectos de las acciones en cada punto de la estructura.

NOTA: El análisis estructural puede tener que hacerse en tres niveles utilizando distintos modelos: análisis global, análisis de elementos y análisis local.

1.4.6.2 Análisis global. Determinación, en una estructura, de un conjunto coherente de esfuerzos, momentos, o tensiones, que están en equilibrio con un determinado conjunto de acciones actuantes sobre la estructura, y que dependen de las propiedades geométricas, de las propiedades de la estructura y de las propiedades de los materiales.

1.4.6.3 Análisis elástico lineal de primer orden sin redistribución. Análisis elástico estructural basado en leyes lineales de tensión-deformación o momento-curvatura y realizado sobre la geometría inicial.

1.4.6.4 Análisis elástico lineal de primer orden con redistribución. Análisis elástico lineal en el que el cálculo estructural modifica los momentos y fuerzas internas de forma consecuente con las acciones exteriores dadas y sin un cálculo más explícito de la capacidad de giro.

1.4.6.5 Análisis elástico lineal de segundo orden. Análisis elástico lineal en el que los momentos y fuerzas internas se modifican para el cálculo estructural, en coherencia con las acciones externas dadas y sin cálculo explícito de la capacidad de rotación.

1.4.6.6 Análisis elástico no lineal de primer orden. Análisis estructural, realizado sobre la geometría inicial, que tiene en cuenta las propiedades de deformación no lineal de los materiales.

NOTA: El análisis no lineal de primer orden puede ser elástico con las hipótesis adecuadas, elástico-perfectamente plástico (véanse los apartados 1.4.6.8 y 1.4.6.9), elasto-plástico (véase el apartado 1.4.6.10) o rígido-plástico (véase el apartado 1.4.6.11).

1.4.6.7 Análisis no lineal de segundo orden. Análisis estructural, realizado sobre la geometría de la estructura deformada, que tiene en cuenta las propiedades de deformación no lineal de los materiales.

NOTA: En análisis no lineal de segundo orden puede ser elástico-perfectamente plástico o elasto-plástico.

1.4.6.8 Análisis elástico-perfectamente plástico de primer orden. Análisis estructural, realizado sobre la geometría inicial, basado en la relación momento-curvatura, que consta de una parte elástica lineal seguida de una parte plástica sin endurecimiento.

1.4.6.9 Análisis elástico-perfectamente plástico de segundo orden. Análisis estructural, realizado sobre la geometría de la estructura desplazada (o deformada), basado en la relación momento-curvatura, que consta de una parte elástica lineal seguida de una parte plástica sin endurecimiento.

1.4.6.10 Análisis elasto-plástico. Análisis estructural que utiliza las relaciones tensión-deformación o momento-curvatura que constan de una parte elástica lineal seguida de una parte plástica con o sin endurecimiento.

NOTA: Normalmente, se realiza sobre la geometría inicial de la estructura, pero se puede realizar también sobre la estructura desplazada (o deformada).

1.4.6.11 Análisis rígido-plástico. Análisis, realizado sobre la geometría inicial de la estructura, que utiliza teoremas de análisis límite para evaluar directamente la carga última.

NOTA: La ley de momento-curvatura se supone sin deformación elástica ni endurecimiento.

1.5 Notación

A los efectos de este anexo, son de aplicación los siguientes símbolos.

Letras latinas mayúsculas

<i>A</i>	Acción accidental
<i>A_d</i>	Valor de cálculo de una acción accidental
<i>A_{Ed}</i>	Valor de cálculo de una acción sísmica $A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$
<i>A_{Ek}</i>	Valor característico de una acción sísmica
<i>C_d</i>	Valor nominal, o función, de ciertas propiedades de cálculo de los materiales
<i>E</i>	Efecto de las acciones
<i>E_d</i>	Valor de cálculo del efecto de las acciones
<i>E_{d,dst}</i>	Valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras
<i>E_{d,stb}</i>	Valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras
<i>F</i>	Acción
<i>F_d</i>	Valor de cálculo de una acción
<i>F_k</i>	Valor característico de una acción
<i>F_{rep}</i>	Valor representativo de una acción
<i>F_W</i>	Fuerza del viento (símbolo general)
<i>F_{wk}</i>	Valor característico de la fuerza del viento
<i>F_W*</i>	Fuerza del viento compatible con el tráfico rodado
<i>F_W**</i>	Fuerza del viento compatible con el tráfico ferroviario
<i>G</i>	Acción permanente
<i>G_d</i>	Valor de cálculo de una acción permanente
<i>G_{d,inf}</i>	Valor inferior de cálculo de una acción permanente
<i>G_{d,sup}</i>	Valor superior de cálculo de una acción permanente
<i>G_k</i>	Valor característico de una acción permanente
<i>G_{k,j}</i>	Valor característico de una acción permanente <i>j</i>
<i>G_{k,j,sup}</i>	Valor característico superior de una acción permanente <i>j</i>
<i>G_{k,j,inf}</i>	Valor característico inferior de una acción permanente <i>j</i>
<i>G_{set}</i>	Acción permanente debida a los asientos diferenciales
<i>P</i>	Valor representativo correspondiente a la fuerza de pretensado (véanse los Anejos 19 a 21 del Código Estructural)

P_d	Valor de cálculo de la fuerza de pretensado
P_k	Valor característico de la fuerza de pretensado
P_m	Valor medio de la fuerza de pretensado
Q	Acción variable
Q_d	Valor de cálculo de una acción variable
Q_k	Valor característico de una sola acción variable
$Q_{k,l}$	Valor característico de la acción variable predominante l
$Q_{k,i}$	Valor característico de la acción variable concomitante i
Q_{Sn}	Valor característico de la acción de nieve
R	Resistencia
R_d	Valor de cálculo de la resistencia
R_k	Valor característico de la resistencia
X	Propiedad de un material
X_d	Valor de cálculo de una propiedad de un material
X_k	Valor característico de una propiedad de un material

Letras latinas minúsculas

a_d	Valores de cálculo de los datos geométricos
a_k	Valores característicos de los datos geométricos
a_{nom}	Valor nominal de los datos geométricos
d_{set}	Diferencia de asientos de una cimentación, o parte de la misma, respecto al nivel de referencia
u	Desplazamiento horizontal de una estructura o elemento estructural
w	Flecha vertical de un elemento estructural

Letras griegas mayúsculas

Δa	Cambio realizado a los datos geométricos nominales por necesidades concretas de proyecto, por ejemplo, valoración de los efectos debidos a imperfecciones
Δd_{set}	Incertidumbre vinculada a la evaluación del asiento de una cimentación, o parte de la misma

Letras griegas minúsculas

γ	Coeficiente parcial (de seguridad o servicio)
γ_{bt}	Valor pico máximo de la aceleración de un tablero de puente para una vía de balasto
γ_{df}	Valor pico máximo de la aceleración de un tablero para una vía de fijación directa

γ_{Gset}	Coeficiente parcial para las acciones permanentes debidas a asientos, incluyendo las incertidumbres del modelo
γ_f	Coeficiente parcial de las acciones, que tiene en cuenta posibles desviaciones desfavorables de los valores de la acción respecto a los valores representativos
γ_F	Coeficiente parcial de las acciones, que tiene también en cuenta las incertidumbres del modelo y las variaciones dimensionales
γ_g	Coeficiente parcial de las acciones permanentes, que tiene en cuenta posibles desviaciones desfavorables de los valores de la acción respecto a los valores representativos
γ_G	Coeficiente parcial de las acciones permanentes, que tiene también en cuenta las incertidumbres del modelo y las variaciones dimensionales
$\gamma_{G,j}$	Coeficiente parcial para la acción permanente j
$\gamma_{Gj,sup}$	Coeficiente parcial para la acción permanente j para la determinación del valor superior de cálculo
$\gamma_{Gj,inf}$	Coeficiente parcial de seguridad para la acción permanente j para la determinación del valor inferior de cálculo
γ_I	Coeficiente de mayoración
γ_m	Coeficiente parcial de la propiedad de un material
γ_M	Coeficiente parcial de la propiedad de un material, que tiene también en cuenta las incertidumbres del modelo y las variaciones dimensionales
γ_P	Coeficiente parcial de las acciones de pretensado (véanse los Anejos 19 a 21 de este Código)
γ_q	Coeficiente parcial de las acciones variables, que tiene en cuenta posibles desviaciones desfavorables de los valores de la acción respecto a los valores representativos
γ_Q	Coeficiente parcial de las acciones variables, que tiene también en cuenta las incertidumbres del modelo y las variaciones dimensionales
$\gamma_{Q,i}$	Coeficiente parcial de la acción variable i
γ_{Rd}	Coeficiente parcial asociado a la incertidumbre del modelo de resistencia
γ_{Sa}	Coeficiente parcial asociado a la incertidumbre del modelo de la acción y/o su efecto
η	Factor de conversión
ξ	Coeficiente de reducción
Ψ_0	Coeficiente de combinación del valor de una acción variable
Ψ_1	Coeficiente para el valor frecuente de una acción variable
Ψ_2	Coeficiente para el valor quasi-permanente de una acción variable

2 Requisitos

2.1 Requisitos básicos

(1) Una estructura debe ser proyectada y ejecutada de manera que, durante su vida útil, con unos niveles apropiados de fiabilidad y de forma económica,

- soporte todas las acciones e influencias susceptibles de actuar durante su ejecución y su uso, y
- se cumplan los requisitos de aptitud al servicio especificados para la estructura o el elemento estructural.

NOTA: Véanse también los apartados 1.4, 2.1(7) y 2.4(1).

(2) Una estructura debe proyectarse y calcularse para tener:

- una resistencia estructural,
- una aptitud al servicio, y
- una durabilidad

adecuadas.

(3) En caso de incendio, la resistencia estructural debe ser la adecuada para el periodo de tiempo requerido.

NOTA: Véase también la reglamentación específica vigente.

(4) Una estructura debe proyectarse y ejecutarse de manera que frente a sucesos como:

- explosiones,
- impactos, y
- las consecuencias de errores humanos, no sufra daños desproporcionados con respecto a la causa original.

NOTA 1: Los sucesos a tener en cuenta en el proyecto serán aquellos que se hayan acordado con el cliente y la autoridad competente.

(5) Deberán evitarse o limitarse los daños potenciales mediante la elección apropiada de una o varias de las siguientes medidas:

- prevenir, eliminar o reducir los riesgos a los que pueda estar sometida la estructura;
- escoger una forma estructural menos vulnerable a los riesgos considerados;
- elegir una forma y diseño estructural que pueda soportar adecuadamente la eliminación accidental de un elemento de la estructura, de una parte limitada de la misma, o la aparición de un daño localizado de tamaño aceptable;
- evitar, siempre que sea posible, sistemas estructurales que puedan colapsar sin previo aviso;
- haciendo solidarios entre sí los elementos estructurales.

(6) Estos requisitos básicos deberán cumplirse mediante:

- la elección de los materiales apropiados,
- adoptando un diseño y disposiciones constructivas adecuados, y
- especificando los procedimientos de control para el proyecto, la fabricación, la ejecución y el uso correspondientes al proyecto concreto.

(7) Las disposiciones del apartado 2 deben entenderse sobre la base de que el proyecto se ha realizado con las aptitudes y el cuidado apropiados, apoyados en el conocimiento y las buenas prácticas disponibles en el momento en el que se ha realizado el proyecto de la estructura.

2.2 Gestión de la fiabilidad

(1) La fiabilidad requerida para las estructuras objeto de este anexo debe alcanzarse:

- a) mediante un proyecto conforme con el Código Estructural, y
- b) mediante
 - una ejecución adecuada y
 - una gestión de la calidad.

NOTA: Véanse el apartado 2.2(5) y Apéndice B.

(2) Pueden adoptarse distintos niveles de fiabilidad:

- para la resistencia estructural,
- para la aptitud al servicio.

(3) La elección de los niveles de fiabilidad de una estructura debe tener en cuenta los factores adecuados, como:

- la posible causa y/o modo de alcanzar un estado límite,
- las posibles consecuencias de un fallo en términos de riesgo de pérdida de vidas humanas, daños personales, potenciales pérdidas económicas,
- la aversión pública al fallo,
- los costes y procedimientos necesarios para reducir el riesgo de fallo.

(4) Los niveles de fiabilidad a aplicar a una determinada estructura podrán especificarse por una de las siguientes formas:

- mediante la clasificación de la estructura en su conjunto,
- mediante la clasificación de sus componentes.

NOTA: Véase también el Apéndice B.

(5) La fiabilidad requerida en materia de resistencia estructural y aptitud al servicio, puede alcanzarse mediante combinaciones adecuadas de las siguientes medidas:

- a) medidas de prevención y protección (por ejemplo, implantación de barreras de seguridad, medidas activas y pasivas de protección contra incendio, protección frente a la corrosión como la pintura o la protección catódica),
- b) medidas relativas a los cálculos de proyecto:
 - valores representativos de las acciones,
 - la elección de coeficientes parciales,
- c) medidas relativas a la gestión de la calidad,
- d) medidas destinadas a la reducción de errores en el proyecto y la ejecución de la estructura, y de errores humanos groseros;
- e) otras medidas relacionadas con el proyecto:
 - los requisitos básicos,
 - el grado de robustez (integridad estructural),

- la durabilidad, incluida la determinación de la vida útil,
 - el alcance y la calidad de los estudios previos de los suelos y las posibles influencias del medio ambiente,
 - la precisión de los modelos mecánicos utilizados,
 - los detalles constructivos,
- f) ejecución eficiente, de acuerdo con lo establecido en el Código Estructural,
- g) inspección y mantenimiento adecuados según los procedimientos especificados en los documentos del proyecto.
- (6) En las circunstancias adecuadas, las medidas para prevenir las causas potenciales de fallo y/o para reducir sus consecuencias pueden intercambiarse, hasta cierto punto, siempre que se mantengan los niveles de fiabilidad requeridos.

2.3 Vida útil

(1) Deberá especificarse la vida útil.

NOTA: Las categorías recogidas, a título indicativo, en la tabla 2.1 pueden emplearse también para determinar los comportamientos que dependan del tiempo (por ejemplo, cálculos relativos a la fatiga). Véase también el Apéndice A.

Tabla 2.1 Vida útil nominal

Categoría de vida útil	Vida útil nominal (años)	Ejemplos
1	10	Estructuras temporales ⁽¹⁾
2	10 a 25	Partes reemplazables de la estructura, por ejemplo vigas carril, aparatos de apoyo
3	15 a 30	Estructuras agrícolas y similares
4	50	Estructuras de edificación y otras estructuras comunes
5	100	Estructuras de edificios monumentales, puentes y otras estructuras de ingeniería civil

(1) Las estructuras o partes de estructuras que pueden desmontarse con vistas a ser reutilizadas no deben considerarse como temporales.

2.4 Durabilidad

Los criterios de durabilidad de las estructuras se recogen en los Capítulos 9 (para las estructuras de hormigón), 19 (para las estructuras de acero) y 29 (para las estructuras mixtas) de este Código Estructural.

(1) La estructura debe diseñarse de forma que su deterioro durante su vida útil no empeore el comportamiento de la estructura más de lo previsto, teniendo en cuenta el ambiente en el que se encuentra y el nivel de mantenimiento previsto.

(2) Con el fin de asegurar una durabilidad adecuada de la estructura, deben tenerse en cuenta los siguientes factores:

- el uso previsto y previsible de la estructura,
- los criterios de cálculo requeridos,
- las condiciones ambientales esperadas,
- la composición, propiedades y prestaciones de los materiales y productos,
- las propiedades del suelo,
- la elección del sistema estructural,
- la forma de los elementos y los detalles constructivos de la estructura,
- la calidad de la mano de obra y el nivel de control,
- las medidas de protección específicas,
- el mantenimiento previsto durante la vida útil.

NOTA: Los Anejos 19 a 32 de este Código especifican las medidas apropiadas para reducir el deterioro.

(3) Las condiciones ambientales deben identificarse en la fase de proyecto de forma que se pueda evaluar su importancia desde el punto de vista de la durabilidad y se puedan adoptar las medidas adecuadas para la protección de los materiales utilizados en la estructura.

2.5 Gestión de la calidad

(1) Con el fin de obtener una estructura que se corresponda con los requisitos y las hipótesis realizadas en el cálculo, se deberán implantar unas medidas de gestión de la calidad adecuadas. Estas medidas incluyen:

- la definición de los requisitos de fiabilidad,
- medidas de organización y
- controles en las fases de proyecto, ejecución, uso y mantenimiento.

NOTA: La norma UNE-EN ISO 9001:2000 es una base adecuada para las medidas de gestión de calidad, cuando proceda.

3 Principios de cálculo de los estados límite

3.1 Generalidades

(1) Se debe distinguir entre los Estados Límite Últimos y los Estados Límite de Servicio.

NOTA: En algunos casos, pueden ser necesarias comprobaciones adicionales, por ejemplo, para garantizar la seguridad del tráfico.

(2) La comprobación de una de las dos categorías de estados límite puede omitirse siempre que se disponga de la información suficiente para probar que se cumplen los requisitos correspondientes a la otra.

(3) Los estados límite deben asociarse a situaciones de proyecto, véase el apartado 3.2.

(4) Las situaciones de proyecto deben clasificarse como persistentes, transitorias o accidentales, véase el apartado 3.2.

(5) La comprobación de los estados límite relacionados con efectos que dependen del tiempo (por ejemplo, fatiga) debe asociarse con la vida útil de la construcción.

NOTA: La mayoría de los efectos que dependen del tiempo son acumulativos.

3.2 Situaciones de proyecto

- (1) Las situaciones de proyecto a considerar deben seleccionarse teniendo en cuenta las circunstancias bajo las cuales la estructura debe cumplir su función.
- (2) Las situaciones de proyecto deberán clasificarse de la siguiente manera:
- situaciones de proyecto persistentes, que se refieren a las condiciones de uso normal,
 - situaciones de proyecto transitorias, que se refieren a condiciones temporales aplicables a la estructura, por ejemplo, durante su ejecución o reparación,
 - situaciones de proyecto accidentales, que se refieren a condiciones excepcionales aplicables a la estructura o a su exposición, por ejemplo, al fuego, impacto o a las consecuencias de un fallo localizado,
 - situaciones de proyecto sísmicas, que se refieren a las condiciones aplicables a la estructura cuando esté sometida a efectos sísmicos.

NOTA: La información sobre situaciones específicas de proyecto dentro de cada una de estas clases se recoge en los Anejos 19 a 32 de este Código o en la reglamentación específica vigente.

- (3) Las situaciones de proyecto seleccionadas deben ser lo suficientemente severas y variadas como para englobar todas las condiciones que se puedan prever razonablemente que vayan a presentarse durante la ejecución y uso de la estructura.

3.3 Estados Límite Últimos

- (1) Deben clasificarse como Estados Límites Últimos aquellos que se refieran a:
- la seguridad de las personas y/o
 - la seguridad de la estructura.
- (2) En algunos casos, deben clasificarse como Estados Límite Últimos los estados límite concernientes a la protección de los contenidos de la estructura.
- (3) Los estados previos al colapso estructural que, por simplicidad, se consideran en lugar del propio colapso, deben tratarse como Estados Límite Últimos.
- (4) Deben comprobarse los Estados Límite Últimos cada vez que se produzca:
- la pérdida del equilibrio de la totalidad o parte de la estructura considerada como un sólido rígido,
 - un fallo por deformación excesiva, por la transformación en mecanismo de la totalidad o parte de la estructura, por una rotura, por una pérdida de estabilidad de la totalidad o parte de la estructura, incluidos soportes y cimientos,
 - un fallo por fatiga o por otros efectos que dependan del tiempo.

NOTA: Los distintos conjuntos de coeficientes parciales se asocian con los diferentes Estados Límite Últimos, véase el apartado 6.4.1.

3.4 Estados Límite de Servicio

- (1) Deben clasificarse como Estados Límites de Servicio aquellos que se refieran a:
- el funcionamiento de la estructura o de los elementos estructurales sometidos a un uso normal,
 - el confort de las personas,
 - la apariencia de las construcciones.

NOTA 1: En el contexto de aptitud al servicio, el término “apariencia” se refiere a criterios como una deformación elevada o una fisuración generalizada, más que a aspectos estéticos.

- (2) Debe distinguirse entre Estados Límite de Servicio reversibles e irreversibles.
- (3) La comprobación de los Estados Límite de Servicio debe basarse en criterios relativos a los siguientes aspectos:

a) deformaciones que afecten a

- la apariencia,
- el confort de los usuarios, o
- el funcionamiento de la estructura (incluyendo el de máquinas o servicios),

o que causen daños en los acabados o en elementos no estructurales,

b) vibraciones

- que causen molestias a las personas, o
- que limiten la efectividad funcional de la estructura,

c) daño susceptible de afectar negativamente a:

- la apariencia,
- la durabilidad, o
- la funcionalidad de la estructura.

NOTA: En los Anejos 19 a 32 de este Código, o en la reglamentación específica vigente, se dan disposiciones adicionales relativas a los criterios de servicio.

3.5 Cálculo de los estados límite

(1) El cálculo de los estados límite debe basarse en la utilización de modelos estructurales y de cargas para los estados límite correspondientes.

(2) Debe comprobarse que no se supera ningún estado límite cuando en estos modelos se utilizan los correspondientes valores de cálculo para:

- las acciones,
- las propiedades de los materiales, o
- las propiedades de los productos, y
- los datos geométricos.

(3) Las comprobaciones deben realizarse para todas las situaciones de proyecto y todas las hipótesis de carga correspondientes.

(4) Deben satisfacerse los requisitos del apartado 3.5(1) mediante el método de los coeficientes parciales descrito en el apartado 6.

(5) Como alternativa, puede utilizarse un cálculo basado directamente en métodos probabilísticos.

NOTA 2: Como base de los métodos probabilísticos, véase el Apéndice C.

(6) Deben tenerse en cuenta las situaciones de proyecto seleccionadas e identificarse las situaciones críticas de carga.

(7) Para una comprobación concreta, deben seleccionarse hipótesis de carga identificándose combinaciones de cargas compatibles, conjuntos de deformaciones e imperfecciones que deben considerarse simultáneamente con acciones variables fijas y acciones permanentes.

(8) Deben tenerse en cuenta las posibles desviaciones con respecto a las direcciones o posiciones previstas de las acciones.

(9) Los modelos estructurales y de cargas pueden ser o modelos físicos, o modelos matemáticos.

4 Variables básicas

4.1 Acciones y condiciones ambientales

4.1.1 Clasificación de las acciones

(1) Las acciones deben clasificarse según su variación en el tiempo como sigue:

- acciones permanentes (G), por ejemplo peso propio de las estructuras, equipamientos y capas de rodadura, y acciones indirectas provocadas por retracción y asientos diferenciales,
- acciones variables (Q), por ejemplo cargas impuestas en las plantas de los edificios, vigas y cubiertas, acción del viento o carga de nieve,
- acciones accidentales (A), por ejemplo explosiones o impacto de vehículos.

NOTA: Las acciones indirectas causadas por deformaciones impuestas pueden ser permanentes o variables.

(2) Ciertas acciones, como las acciones sísmicas o las cargas de nieve, pueden considerarse acciones accidentales y/o variables, dependiendo de su lugar de aplicación, véanse los Anejos 19 a 32 de este Código o la reglamentación específica vigente.

(3) Las acciones producidas por el agua pueden considerarse como acciones permanentes y/o variables en función de la variación de su magnitud en el tiempo.

(4) Las acciones también deben clasificarse:

- por su origen, como directas o indirectas,
- por su variación en el espacio, como fijas o libres, o
- por su naturaleza y/o respuesta estructural, como estáticas o dinámicas.

(5) Se debe describir la acción mediante un modelo, en el que su magnitud se represente, en la mayoría de los casos, mediante un escalar que puede tener múltiples valores representativos.

NOTA: Para algunas acciones y comprobaciones, puede ser necesaria una representación más compleja de las magnitudes de ciertas acciones.

4.1.2 Valores característicos de las acciones

(1) El valor característico F_k de una acción es su principal valor representativo y debe especificarse:

- como un valor medio, un valor superior o inferior, o un valor nominal (que no se refiere a una distribución estadística conocida),
- en los documentos del proyecto, siempre que sean compatibles y consistentes con los métodos dados en la reglamentación específica vigente.

(2) El valor característico de una acción permanente debe evaluarse de la siguiente forma:

- si la variabilidad de G puede considerarse pequeña, se puede emplear un único valor G_k ,
- si la variabilidad de G no puede considerarse pequeña, deberán utilizarse dos valores: un valor superior $G_{k,sup}$ y un valor inferior $G_{k,inf}$.

(3) La variabilidad de G puede despreciarse si G no varía significativamente durante la vida útil de la estructura y su coeficiente de variación es pequeño. En estos casos, G_k debería tomarse igual al valor medio.

NOTA: Este coeficiente de variación puede estar en el intervalo de 0,05 a 0,10 dependiendo del tipo de estructura.

(4) En los casos en los que la estructura sea muy sensible a las variaciones de G (por ejemplo ciertos tipos de estructuras de hormigón pretensado), se deberán usar dos valores, incluso si el coeficiente de variación es muy pequeño. En estos casos $G_{k,inf}$ es el cuantil asociado a una probabilidad del 5% y $G_{k,sup}$ es el cuantil asociado a una probabilidad del 95% de una distribución estadística de G , que puede suponerse Gaussiana.

(5) El peso propio de la estructura puede representarse mediante un único valor característico y calcularse en base a las dimensiones nominales y los pesos unitarios medios.

NOTA: Para los asientos de las cimentaciones, véase la reglamentación específica vigente.

(6) El pretensado (P) debe clasificarse como una acción permanente producida por fuerzas controladas y/o deformaciones controladas impuestas a la estructura. Los tipos de pretensado deben distinguirse entre sí como corresponda (por ejemplo pretensado mediante tendones, pretensado por deformaciones impuestas en los apoyos).

NOTA: Los valores característicos del pretensado, en un momento determinado t , pueden ser un valor superior $P_{k,sup}(t)$ y un valor inferior $P_{k,inf}(t)$. Para Estados Límite Últimos, se puede usar un valor medio $P_m(t)$. En los Anejos 19 a 32 del Código Estructural, o la reglamentación específica vigente, se da información detallada al respecto.

(7) Para acciones variables, el valor característico (Q_k) debe corresponderse con:

- un valor superior con una determinada probabilidad de no ser superado o un valor inferior con una determinada probabilidad de ser alcanzado, durante un periodo específico de referencia, o,
- un valor nominal, que puede especificarse en aquellos casos en los que no exista una distribución estadística conocida.

NOTA 1: Se dan valores en la reglamentación específica vigente.

NOTA 2: El valor característico de las acciones climáticas se basa en una probabilidad de 0,02 de superar su parte variable con el tiempo durante un periodo de referencia de un año. Esto equivale a un periodo de retorno medio de 50 años para la parte variable con el tiempo. Sin embargo, en algunos casos el carácter de la acción y/o la situación de proyecto seleccionada pueden hacer que sea más adecuado otro cuantil y/o periodo de retorno.

(8) Para acciones accidentales el valor de cálculo A_d debe especificarse para cada proyecto.

NOTA: Véase también la reglamentación específica vigente.

(9) Para acciones sísmicas el valor de cálculo A_{Ed} debe evaluarse a partir del valor característico A_{Ek} o especificarse para cada proyecto.

NOTA: Véase también la reglamentación específica vigente.

(10) Para acciones con componentes múltiples la acción característica debe representarse mediante grupos de valores cada uno de los cuales se considerará por separado en los cálculos.

4.1.3 Otros valores representativos de las acciones variables

(1) Otros valores representativos de las acciones variables pueden ser los siguientes:

- (a) el valor de combinación, representado como un producto $\psi_0 Q_k$, utilizado en la comprobación de los Estados Límite Últimos y de los Estados Límite de Servicio irreversibles (véanse el apartado 6 y Apéndice C),

- (b) el valor frecuente, representado como un producto $\psi_1 Q_k$, empleado en la comprobación de los Estados Límite Últimos que incluyan acciones accidentales o para la comprobación de Estados Límite de Servicio reversibles.

NOTA 1: Para edificios, por ejemplo, se toma el valor frecuente como aquel que es excedido durante un tiempo que es el 0,01 del periodo de referencia; para cargas de tráfico rodado en puentes, el valor frecuente se evalúa en base a un periodo de retorno de una semana.

NOTA 2: El valor infrecuente, representado por el producto $\psi_{1,infq} Q_k$, se puede emplear solo para la comprobación de algunos Estados Límite de Servicio, específicamente para puentes de hormigón. El valor infrecuente, que se define solo para cargas de tráfico rodado (véase la reglamentación específica vigente) se basa en un periodo de retorno de un año.

NOTA 3: Véase la reglamentación específica vigente para el valor frecuente de las acciones de tráfico de componentes múltiples (multicomponentes).

- (c) el valor quasi-permanente, representado como un producto $\psi_2 Q_k$, empleado en la comprobación de Estados Límite Últimos que incluyan acciones accidentales y para la comprobación de Estados Límite de Servicio reversibles. Los valores quasi-permanentes se utilizan también para el cálculo de efectos a largo plazo.

NOTA: Para cargas en plantas de edificios, se suele tomar el valor quasi-permanente, de forma que la proporción en la que es superado es la mitad del periodo de referencia. El valor quasi-permanente puede determinarse también como el valor medio de un determinado periodo de tiempo. En el caso de la acción del viento o de cargas de tráfico rodado este valor se toma, normalmente, como cero.

4.1.4 Representación de las acciones de fatiga

(1) Los modelos para acciones de fatiga serán aquellos que hayan sido establecidos en la reglamentación específica vigente a partir de la evaluación de la respuesta estructural frente a variaciones de carga actuantes sobre estructuras comunes (por ejemplo para puentes de uno o varios vanos, para viento en estructuras altas y esbeltas).

(2) Para estructuras que estén fuera del campo de aplicación de los modelos establecidos en la reglamentación específica vigente, las acciones de fatiga deben definirse a partir de la evaluación de mediciones o estudios equivalentes del espectro de acciones previstas.

NOTA: Para considerar los efectos propios de los materiales (por ejemplo, considerar la influencia de la tensión media o de efectos no lineales), véase los Anejos 19 a 32 del Código Estructural.

4.1.5 Representación de las acciones dinámicas

(1) Los modelos de carga definidos por valores característicos y los modelos de carga de fatiga definidos en la reglamentación específica vigente, pueden incluir los efectos de las aceleraciones producidas por las acciones bien implícitamente o bien explícitamente, aplicando coeficientes de mayoración dinámicos.

NOTA: Las limitaciones para el uso de estos modelos se describen en la reglamentación específica vigente.

(2) Cuando las acciones dinámicas ocasionen una aceleración significativa de la estructura, debe realizarse un análisis dinámico del sistema. Véase el apartado 5.1.3(6).

4.1.6 Acciones geotécnicas

(1) Las acciones geotécnicas deben evaluarse de acuerdo con la reglamentación específica vigente, o en su defecto con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto considere más adecuados.

4.1.7 Condiciones ambientales

(1) Las condiciones ambientales que puedan afectar a la durabilidad de la estructura deben tenerse en cuenta en la elección de los materiales estructurales, sus especificaciones, la concepción estructural del conjunto y en los detalles.

NOTA: Los Anejos 19 a 32 o la reglamentación específica vigente especifican las medidas apropiadas.

(2) Deben tenerse en cuenta los efectos de las condiciones ambientales y, cuando sea posible, describirlos cuantitativamente.

4.2 Propiedades de materiales y productos

(1) Las propiedades de los materiales (incluso suelo y roca) o los productos deben representarse mediante valores característicos (véase el apartado 1.4.4.1).

(2) Deben tenerse en cuenta valores característicos superiores e inferiores de la propiedad de un material cuando su variabilidad influya en la comprobación de un estado límite.

(3) A menos que se indique lo contrario en los Anejos 19 a 32 o la reglamentación específica vigente:

- cuando el valor inferior de una propiedad de un material o de un producto sea desfavorable, el valor característico debe definirse como el del cuantil del 5%,
- cuando el valor superior de una propiedad de un material o de un producto sea desfavorable, el valor característico debe definirse como el del cuantil del 95%.

(4) Los valores de las propiedades de los materiales deben determinarse mediante ensayos normalizados realizados en condiciones específicas. Se aplicará un factor de conversión cuando sea necesario convertir los resultados de los ensayos a valores que pueda considerarse que representan el comportamiento del material o producto en la estructura o en el terreno.

NOTA: Véanse el Apéndice D y los Anejos 19 a 32 de este Código o la reglamentación específica vigente.

(5) Cuando no se disponga de suficientes datos estadísticos para establecer los valores característicos de una propiedad de un material o de un producto, se podrán tomar como tales los valores nominales, o se podrá establecer directamente los valores de cálculo de la propiedad. Cuando se establezcan directamente los valores de cálculo superior e inferior de una propiedad de un material o de un producto (por ejemplo, factores de fricción, coeficiente de amortiguamiento), deberán elegirse de manera que los valores más desfavorables influyan sobre la probabilidad de ocurrencia del estado límite considerado en una medida similar a otros valores de cálculo.

(6) Cuando sea necesaria la estimación del valor superior de la resistencia del material (por ejemplo, para medidas de cálculo de capacidad o para la resistencia a tracción del hormigón con el fin de calcular los efectos de acciones indirectas) deberá tenerse en cuenta un valor característico superior de la resistencia.

(7) Las reducciones de la resistencia del material o producto a considerar, como resultado de los efectos de acciones repetidas, se dan en los Anejos 19 a 32 de este Código o la reglamentación específica vigente y pueden llevar a una reducción de la resistencia estructural con el tiempo debido a la fatiga.

(8) Los parámetros de rigidez estructural (por ejemplo, módulo de elasticidad, coeficiente de fluencia) y los coeficientes de dilatación térmica deben representarse por un valor medio. Deben utilizarse valores diferentes para tener en cuenta la duración de la carga.

NOTA: En algunos casos (por ejemplo, en caso de inestabilidad), puede ser necesario tener en cuenta un valor inferior o superior al medio para el módulo de elasticidad.

(9) Los materiales y los productos de construcción que se incorporen con carácter permanente a las estructuras (hormigón, acero estructural, cemento, áridos, acero corrugado, armaduras elaboradas,

sistemas de pretensado, elementos prefabricados, etc.) deberán presentar las características suficientes para que la estructura cumpla las exigencias de este Código, para lo que deberá comprobarse su conformidad de acuerdo con los criterios generales establecidos en el Capítulo 5, así como con los específicos establecidos para cada tipo de estructura en los Capítulos 12, 13, 14, 22, 23, 24, 32, 33 y 34, de este Código.

(10) Si se necesita un coeficiente parcial para los materiales o los productos, debe utilizarse un valor del lado de la seguridad, salvo que exista una información estadística adecuada para evaluar la fiabilidad del valor seleccionado.

NOTA: Cuando sea necesario, deberá tenerse en cuenta el carácter no corriente en la utilización de los materiales o productos empleados.

4.3 Datos geométricos

- (1) Los datos geométricos deben representarse por sus valores característicos o (por ejemplo, en caso de imperfecciones) directamente por sus valores de cálculo.
- (2) Las dimensiones especificadas en el cálculo pueden tomarse como valores característicos.
- (3) Cuando su distribución estadística sea suficientemente conocida, se podrán utilizar los valores de los parámetros geométricos que correspondan al cuantil prescrito de la distribución estadística.
- (4) Las imperfecciones que deben tenerse en cuenta en el cálculo de los elementos estructurales se indican en los Anejos 19 a 32 de este Código o en la reglamentación específica vigente.
- (5) Las tolerancias de las partes ensambladas de materiales diferentes deben ser compatibles entre sí.

5 Análisis estructural y cálculo asistido con ensayos

5.1 Análisis estructural

5.1.1 Modelización estructural

- (1) El cálculo debe realizarse utilizando los modelos estructurales adecuados que incluyan las variables correspondientes.
- (2) Los modelos estructurales elegidos deben ser los adecuados para predecir el comportamiento estructural con un nivel aceptable de precisión, y adecuados también para los estados límite considerados.
- (3) Los modelos estructurales empleados deben basarse en teorías y prácticas consolidadas y, si fuera necesario, verificados experimentalmente.

5.1.2 Acciones estáticas

- (1) La modelización de acciones estáticas debe basarse en una correcta elección de las relaciones fuerza-deformación de los elementos y sus conexiones, y entre los elementos y el terreno.
- (2) Las condiciones de contorno aplicadas al modelo deben representar las supuestas para la estructura.
- (3) Los efectos de los desplazamientos y las deformaciones deben tenerse en cuenta en el contexto de la comprobación del Estado Límite Último si se traducen en un incremento considerable del efecto de las acciones.

NOTA: En los Anejos 19 a 32 de este Código, o en la reglamentación específica vigente, se dan métodos particulares para tener en cuenta los efectos de las deformaciones.

(4) Las acciones indirectas deben introducirse en el análisis de la siguiente manera:

- en análisis elástico lineal, directamente o como fuerzas equivalentes (utilizando las relaciones adecuadas entre módulos de elasticidad, según corresponda),
- en análisis no lineal, directamente como deformaciones impuestas.

5.1.3 Acciones dinámicas

(1) El modelo estructural a utilizar para la determinación de los efectos de las acciones debe establecerse considerando todos los elementos estructurales implicados, sus pesos, resistencias, rigideces y características de amortiguamiento, y todos los elementos no estructurales que correspondan con sus propiedades.

(2) Las condiciones de contorno aplicadas al modelo deben representar las supuestas para la estructura.

(3) Cuando sea posible considerar las acciones dinámicas como quasi-estáticas, las partes dinámicas podrán considerarse incluyéndolas dentro de los valores estáticos, o mediante la aplicación de coeficientes de amplificación dinámica equivalentes a las acciones estáticas.

NOTA: Para algunos coeficientes de amplificación dinámica equivalentes, las frecuencias naturales están determinadas.

(4) En el caso de la interacción suelo-estructura, la contribución del suelo puede modelizarse mediante muelles y amortiguadores equivalentes.

(5) En algunos casos (por ejemplo, para las vibraciones inducidas por el viento o para las acciones sísmicas) se pueden definir las acciones mediante un análisis modal basado en un comportamiento del material y un comportamiento geométrico lineales. Para estructuras con una geometría, rigidez y distribución de masas regulares, en las que solo sea aplicable el modo fundamental, el análisis modal explícito podrá sustituirse por un análisis con acciones estáticas equivalentes.

(6) Dependiendo del caso, las acciones dinámicas podrán también expresarse en función del tiempo o en el dominio de frecuencias, determinándose la respuesta estructural mediante los métodos apropiados.

(7) Cuando las acciones dinámicas produzcan vibraciones de una magnitud o frecuencia que puedan exceder los requisitos en servicio, se debe realizar la comprobación del Estado Límite de Servicio.

NOTA: En el Apéndice A y en los Anejos 19 a 32 de este Código se dan directrices para la evaluación de estos límites.

5.1.4 Análisis estructural en caso de fuego

(1) El análisis estructural frente a incendio deberá basarse en escenarios de cálculo frente a incendio (véase la reglamentación específica vigente) y debe considerar los modelos de evolución de la temperatura en la estructura, así como los modelos de comportamiento mecánico de la estructura a temperaturas elevadas.

(2) Debe verificarse el comportamiento de la estructura expuesta al fuego mediante un análisis global, un análisis de subconjuntos o un análisis de elementos, o bien mediante el uso de datos tabulados o resultados de ensayos.

(3) El comportamiento de la estructura expuesta al fuego debe evaluarse teniendo en cuenta la exposición:

- a un fuego nominal, o
- a un fuego modelizado,

así como las acciones concomitantes.

NOTA: Véase también la reglamentación específica vigente.

(4) Debe evaluarse el comportamiento de la estructura a temperaturas elevadas de acuerdo con los Anexos 19 a 32 de este Código Estructural o la reglamentación específica vigente, que proporcionan modelos térmicos y estructurales para el análisis.

(5) En función del material específico y del método de evaluación:

- los modelos térmicos pueden basarse en la hipótesis de una temperatura uniforme o no uniforme en las secciones transversales y a lo largo de los elementos,
- los modelos estructurales pueden limitarse a un análisis de elementos individuales o tener en cuenta la interacción entre elementos expuestos al fuego.

(6) Los modelos de comportamiento mecánico de los elementos estructurales a temperaturas elevadas deberían ser no lineales.

NOTA: Véanse también los Anexos 19 a 32 de este Código Estructural o la reglamentación específica vigente.

5.2 Cálculo asistido con ensayos

(1) El proyecto puede basarse en una combinación de ensayos y cálculos.

NOTA: Los ensayos pueden realizarse, por ejemplo, en las siguientes circunstancias:

- si no se dispone de modelos de cálculo adecuados,
- si se van a utilizar un gran número de componentes similares,
- para confirmar, mediante ensayos de control, las hipótesis formuladas en el dimensionamiento.

Véase el Apéndice D.

(2) El proyecto asistido mediante resultados de ensayos debe alcanzar el nivel de fiabilidad requerido para la situación de proyecto correspondiente. Debe tenerse en cuenta la incertidumbre estadística debida a un reducido número limitado de resultados de ensayo.

(3) Se utilizarán coeficientes parciales (incluso aquellos que cubran las incertidumbres del modelo) comparables con los empleados en los Anexos 19 a 32 de este Código Estructural o en la reglamentación específica vigente.

6 Comprobación por el método de los coeficientes parciales

6.1 Generalidades

(1) Cuando se utilice el método de los coeficientes parciales, debe comprobarse que, para todas las situaciones de proyecto que corresponda, no se sobrepasa ningún estado límite cuando en los modelos de cálculo se introducen los valores de cálculo de las acciones o los efectos de las acciones y las resistencias.

(2) Para las situaciones de proyecto seleccionadas y los estados límite correspondientes, las acciones para los estados críticos de carga deben combinarse como se detalla en este apartado. Las acciones que no puedan actuar simultáneamente, por ejemplo, debido a causas físicas, no deberán considerarse conjuntamente en la misma combinación.

(3) Los valores de cálculo deben obtenerse utilizando:

- los valores característicos, u
- otros valores representativos,

en combinación con coeficientes parciales y otros coeficientes, de acuerdo a lo que se indica en este apartado y en los Anejos 19 a 32 de este Código Estructural o en la reglamentación específica vigente.

(4) Los valores de cálculo podrán determinarse directamente cuando sea necesario ponerse del lado de la seguridad.

(5) Los valores de cálculo determinados directamente a partir de bases estadísticas deben corresponderse, al menos, con el mismo nivel de fiabilidad que conlleva la aplicación de los coeficientes parciales definidos en esta norma para los distintos estados límite.

6.2 Limitaciones

(1) La utilización de este anexo se limita a la comprobación en Estado Límite Último y de Servicio de estructuras sometidas a cargas estáticas, incluyendo aquellos casos en los que los efectos dinámicos se evalúan usando cargas quasi-estáticas equivalentes y coeficientes de amplificación dinámica, por ejemplo, por las acciones del viento o de las cargas de tráfico. Para análisis no lineal y para fatiga, se aplicarán las reglas específicas dadas en los Anejos 19 a 32 de este Código Estructural o en la reglamentación específica vigente.

6.3 Valores de cálculo

6.3.1 Valores de cálculo de las acciones

(1) El valor de cálculo F_d de una acción F puede expresarse en términos generales como:

$$F_d = \gamma_f F_{rep} \quad (6.1a)$$

con:

$$F_{rep} = \Psi F_k \quad (6.1b)$$

donde:

F_k es el valor característico de la acción

F_{rep} es el valor representativo de la acción

γ_f es el coeficiente parcial de seguridad para la acción, que tiene en cuenta la posibilidad de desviaciones desfavorables del valor de la acción respecto al valor representativo

Ψ puede ser 1,00 o Ψ_0 , Ψ_1 o Ψ_2 .

(2) Para acciones sísmicas, el valor de cálculo A_{Ed} , debe determinarse teniendo en cuenta el comportamiento estructural y otros criterios de acuerdo con la reglamentación técnica específica.

6.3.2 Valores de cálculo de los efectos de las acciones

(1) Para una situación de carga específica, los valores de cálculo de los efectos de las acciones (E_d) pueden expresarse en términos generales como:

$$E_d = \gamma_{sd} E \{ \gamma_{f,i} F_{rep,i}; a_d \} \quad i \geq 1 \quad (6.2)$$

donde:

a_d es el valor de cálculo de los datos geométricos (véase el apartado 6.3.4)

γ_{sd} es el coeficiente parcial de seguridad que tiene en cuenta las incertidumbres:

- en la modelización de los efectos de las acciones,
- en algunos casos, en la modelización de acciones.

NOTA: En el caso más general, los efectos de las acciones dependen de las propiedades de los materiales.

(2) En la mayoría de los casos, se puede hacer la siguiente simplificación:

$$E_d = E\{\gamma_{F,i} F_{rep,i}; a_d\} \quad i \geq 1 \quad (6.2a)$$

con:

$$\gamma_{F,i} = \gamma_{sd} \cdot \gamma_{f,i} \quad (6.2b)$$

NOTA: Cuando proceda, por ejemplo, en el caso de acciones geotécnicas, pueden aplicarse coeficientes parciales $\gamma_{F,i}$ a los efectos de cada una de las acciones individuales, o bien un único coeficiente parcial adecuado γ_F , al efecto de la combinación de las acciones con sus correspondientes coeficientes parciales.

(3) Cuando se tenga que distinguir entre efectos favorables y desfavorables de las acciones permanentes, se utilizarán dos coeficientes parciales distintos ($\gamma_{G,inf}$ y $\gamma_{G,sup}$).

(4) Para un análisis no lineal (es decir, cuando la relación entre las acciones y sus efectos sea no lineal), en el que existe una única acción predominante se pueden aplicar las siguientes reglas simplificadas:

- Cuando el efecto de la acción aumente más que la acción, el coeficiente parcial γ_F se aplicará al valor representativo de la acción.
- Cuando el efecto de la acción aumente menos que la acción, el coeficiente parcial γ_F se aplicará al efecto del valor representativo de la acción.

NOTA: A excepción de las estructuras de cuerdas, de cables y de membranas, la mayoría de las estructuras o elementos estructurales pertenecen a la categoría a).

(5) En aquellos casos en los que se detallen métodos más precisos en los Anexos 19 a 32 de este Código Estructural o en la reglamentación específica vigente correspondiente (por ejemplo, para estructuras pretensadas), se utilizarán estos preferentemente, antes que los indicados en el apartado 6.3.2(4).

6.3.3 Valores de cálculo de las propiedades de materiales o productos

(1) El valor de cálculo X_d de la propiedad de un material o producto puede expresarse en términos generales como:

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (6.3)$$

donde:

X_k es el valor característico de la propiedad del material o producto (véase el apartado 4.2(3))

η es el valor medio del factor de conversión teniendo en cuenta,

- los efectos de volumen y escala,
- los efectos de la humedad y la temperatura, y
- cualquier otro parámetro que corresponda

γ_m es el coeficiente parcial para la propiedad del material o producto que tiene en cuenta:

- la posibilidad de una desviación desfavorable de la propiedad del material o producto respecto a su valor característico,
- la parte aleatoria del factor de conversión η .

(2) Alternativamente, en los casos adecuados, el factor de conversión η puede tenerse en cuenta:

- implícitamente dentro del propio valor característico, o
- utilizando γ_M en vez de γ_m (véase la expresión (6.6b)).

NOTA: El valor de cálculo puede establecerse mediante:

- relaciones empíricas con propiedades físicas medidas, o
- con la composición química, o
- de la experiencia previa, o
- a partir de valores dados en las normas europeas u otros documentos apropiados.

6.3.4 Valores de cálculo de los datos geométricos

(1) Los valores de cálculo de los datos geométricos, como pueden ser las dimensiones de los elementos que se utilizan para la evaluación de los efectos de las acciones y/o resistencias, pueden representarse mediante valores nominales:

$$a_d = a_{nom} \quad (6.4)$$

(2) Cuando los efectos de las desviaciones en los datos geométricos (por ejemplo, imprecisión en la aplicación de la carga o en la posición de los apoyos) sean significativos para la fiabilidad de la estructura (por ejemplo por efectos de segundo orden) los valores de cálculo de los datos geométricos deben definirse por:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (6.5)$$

donde:

Δa tiene en cuenta:

- la posibilidad de desviaciones desfavorables respecto a los valores característicos o nominales,
- el efecto acumulativo de la acción simultánea de varias desviaciones geométricas.

NOTA 1: a_d también puede representar imperfecciones geométricas cuando $a_{nom} = 0$ (es decir, $\Delta a \neq 0$).

NOTA 2: Cuando corresponda, los Anejos 19 a 32 de este Código Estructural o la reglamentación específica vigente establecerán disposiciones adicionales.

(3) Los efectos de otras desviaciones deben quedar cubiertos mediante la aplicación de coeficientes parciales:

- sobre las acciones (γ_F), y/o
- sobre las resistencias (γ_M).

NOTA: Las tolerancias se definen en las normas correspondientes en cumplimiento de lo recogido en los Anejos 19 a 32 de este Código Estructural o en la reglamentación específica vigente.

6.3.5 Resistencia de cálculo

(1) La resistencia de cálculo R_d puede expresarse de la siguiente manera:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{X_{d,i}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\left\{\eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right\} \quad i \geq 1 \quad (6.6)$$

donde:

γ_{Rd} es el coeficiente parcial que contempla la incertidumbre en el modelo de resistencia, además de las desviaciones geométricas si estas no han sido modelizadas explícitamente (véase el apartado 6.3.4(2))

$X_{d,i}$ es el valor de cálculo de la propiedad i del material.

(2) Se pueden hacer las siguientes simplificaciones de la expresión (6.6):

$$R_d = R \left\{ \eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d \right\} \quad i \geq 1 \quad (6.6a)$$

donde:

$$\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{m,i} \quad (6.6b)$$

NOTA: η_i puede incorporarse en $\gamma_{M,i}$, véase el apartado 6.3.3(2).

(3) De forma alternativa a la expresión (6.6a), la resistencia de cálculo puede obtenerse directamente a partir del valor característico de la resistencia del material o producto, sin la determinación explícita de los valores de cálculo para las variables básicas individuales, utilizando:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (6.6c)$$

NOTA: Esto es aplicable a productos o elementos hechos de un único material (por ejemplo acero) y también puede usarse en relación con el Apéndice D "Recomendaciones para el cálculo asistido por ensayos".

(4) De forma alternativa a las expresiones (6.6a) y (6.6c), para estructuras o elementos estructurales que se analicen por métodos no lineales y conlleven el uso de más de un material actuando conjuntamente, o cuando las propiedades del terreno se incluyan en la resistencia de cálculo, se puede utilizar la siguiente expresión para la resistencia de cálculo:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{M,1}} R \left\{ \eta_1 X_{k,1}; \eta_i X_{k,i(i>1)} \frac{\gamma_{m,1}}{\gamma_{m,i}}; a_d \right\} \quad (6.6d)$$

NOTA: En algunos casos, la resistencia de cálculo puede expresarse mediante la aplicación directa de los coeficientes parciales γ_M a las resistencias individuales debidas a las propiedades de los materiales.

6.4 Estados Límite Últimos

6.4.1 Generalidades

(1) Se comprobarán los siguientes estados límite:

- EQU: Pérdida de equilibrio estático de la estructura o de cualquier parte de ella considerada como un sólido rígido, en que:
 - sean significativas las pequeñas variaciones en el valor o en la distribución espacial de las acciones de un mismo origen, y
 - las resistencias de los materiales de construcción o del terreno no sean, en general, determinantes,
- SRT: Fallo interno o deformación excesiva de la estructura o elementos estructurales, incluso zapatas, muros de sótano, etc., cuando sea determinante la resistencia de los materiales,
- GEO: Fallo o deformación excesiva del terreno cuando la resistencia del suelo o de la roca sea determinante en la aportación de resistencia,
- FAT: Fallo por fatiga de la estructura o de los elementos estructurales.

NOTA: Para el cálculo a fatiga, las combinaciones de acciones se dan en los Anexos 19 a 32, de este Código Estructural o en la reglamentación específica vigente.

- e) UPL: pérdida del equilibrio de la estructura o el terreno debido a la subpresión u otras acciones verticales,
- f) HYD: elevación hidráulica, erosión interna y erosión en túnel (tubidificación) en el terreno, producidas por los gradientes hidráulicos.

NOTA: Véase la normativa técnica específica.

- (2) Los valores de cálculo de las acciones deben ser acordes con el Apéndice A.

6.4.2 Comprobación del equilibrio estático y de la resistencia

- (1) Cuando se considere un estado límite de equilibrio de la estructura (EQU), se debe verificar que:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \quad (6.7)$$

donde:

- $E_{d,dst}$ es el valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras
 $E_{d,stb}$ es el valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras.

- (2) Cuando corresponda, la expresión del estado límite de equilibrio puede complementarse con términos adicionales, incluyendo, por ejemplo, un coeficiente de rozamiento entre sólidos rígidos.

- (3) Cuando se considere un estado límite de rotura o de deformación excesiva de una sección, elemento o conexión (STR y/o GEO), debe verificarse que:

$$E_d \leq R_d \quad (6.8)$$

donde:

- E_d es el valor de cálculo de los efectos de acciones, tales como esfuerzos, momentos o vectores que representan varios esfuerzos o momentos
 R_d es el valor de cálculo de la resistencia correspondiente.

NOTA 1: Los detalles de los métodos STR y GEO se dan en el Apéndice A.

NOTA 2: La expresión (6.8) no cubre todos los formatos de comprobación relativos a pandeo, es decir, el fallo que se produce cuando los efectos de segundo orden no pueden limitarse por la respuesta estructural o mediante una respuesta estructural aceptable. Véanse los Anexos 19 a 32 de este Código Estructural o la reglamentación específica vigente.

6.4.3 Combinación de acciones (excepto para comprobaciones a fatiga)

6.4.3.1 General

- (1) Para cada caso de carga crítica, los valores de cálculo de los efectos de las acciones (E_d) deben determinarse mediante la combinación de los valores de las acciones que se considere que puedan ocurrir simultáneamente.

- (2) Cada combinación de acciones debe incluir:

- una acción variable predominante, o
- una acción accidental.

- (3) Las combinaciones de las acciones deben estar de acuerdo con los apartados 6.4.3.2 a 6.4.3.4.

- (4) Cuando los resultados de la comprobación sean muy sensibles a las variaciones de magnitud de una acción permanente de un punto a otro de la estructura, la acción deberá dividirse en dos partes: aquella que tiene efectos favorables y la que tiene efectos desfavorables, que deberán considerarse como acciones individuales.

NOTA: Esto es de aplicación, en particular, para la comprobación del equilibrio estático y otros estados límite semejantes, véase el apartado 6.4.2(2).

(5) Cuando varios efectos de una misma acción (por ejemplo, el momento flector y el esfuerzo axil debidos al peso propio) no estén completamente correlacionados, se puede reducir el coeficiente parcial aplicado a cualquiera de las componentes que den efectos favorables.

NOTA: Para una mayor información en este tema véanse las cláusulas relativas a efectos vectoriales en los Anejos 19 a 32 de este Código Estructural o en la reglamentación específica vigente.

(6) Las deformaciones impuestas deberán tenerse en cuenta cuando corresponda.

NOTA: Para mayor información, véanse el apartado 5.1.2.4 y los Anejos 19 a 32 de este Código Estructural o en la reglamentación específica vigente.

6.4.3.2 Combinación de acciones para situaciones de proyecto permanentes o transitorias (combinaciones fundamentales)

(1) El formato general de los efectos de las acciones será:

$$E_d = \gamma_{Sd} E\{\gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_p P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.9a)$$

(2) La combinación de los efectos de las acciones a considerar debe basarse en:

- el valor de cálculo de la acción variable predominante, y
- los valores de combinación de cálculo de las acciones variables concomitantes:

NOTA: Véase también 6.4.3.2(4).

$$E_d = E\{\gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_p P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.9b)$$

(3) La combinación de acciones entre llaves {}, en (6.9b) pueden expresarse o como:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + " \gamma_p P " + " \gamma_{Q,1} Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} " \quad (6.10)$$

o, alternativamente para los estados límite STR y GEO, como la expresión menos favorable de las siguientes:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + " \gamma_p P " + " \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} " \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + " \gamma_p P " + " \gamma_{Q,1} Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} " \quad (6.10b)$$

donde:

- "+" significa "combinarse con"
 Σ significa "el efecto combinado de"
 ξ es una reducción del factor para acciones permanentes G desfavorables.

NOTA: En el Apéndice A se da una mayor información para esta elección.

(4) Si la relación entre las acciones y sus efectos no es lineal, las expresiones (6.9a) o (6.9b) deben aplicarse directamente, dependiendo del incremento relativo de los efectos de las acciones comparado con el incremento de la magnitud de las acciones (véase también el apartado 6.3.2(4)).

6.4.3.3 Combinación de acciones para situaciones de proyecto accidentales

(1) El formato general de los efectos de las acciones será:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_d; (\Psi_{1,1} \Psi_{2,1}) Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.11a)$$

(2) La combinación de acciones entre llaves {} puede expresarse como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + " P " + " A_d " + " (\Psi_{1,1} \Psi_{2,1}) Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} " \quad (6.11b)$$

(3) La elección entre $\Psi_{1,1}Q_{k,1}$ o $\Psi_{2,1}Q_{k,1}$ estará condicionada por la situación accidental de proyecto de la que trate (impacto, fuego o supervivencia tras un hecho o situación accidental).

NOTA: En los Anejos 19 a 32 de este Código Estructural o en la reglamentación específica vigente se dan indicaciones al respecto.

(4) Las combinaciones de acciones para situaciones de proyecto accidentales deben

- incluir una acción accidental explícita A (fuego o impacto), o
- referirse a una situación posterior a un suceso accidental ($A=0$).

En situaciones de incendio, además del efecto de la temperatura en las propiedades de los materiales, A_d debe representar el valor de cálculo de los efectos indirectos de la acción térmica debida al fuego.

6.4.3.4 Combinación de acciones para situaciones de proyecto frente al sismo

(1) El formato general de los efectos de las acciones será:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_{Ed}; \Psi_{2,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.12a)$$

(2) La combinación de acciones entre llaves {} puede expresarse como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + "\sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (6.12b)$$

6.4.4 Coeficientes parciales de seguridad para acciones y combinaciones de acciones

(1) Los valores de los coeficientes γ y Ψ para las acciones deben obtenerse de la reglamentación específica vigente y del Apéndice A.

6.4.5 Coeficientes parciales para materiales y productos

(1) Los coeficientes parciales para las propiedades de materiales y productos deben obtenerse de los Anejos 19 a 32 de este Código Estructural o de la reglamentación específica vigente.

6.5 Estados Límite de Servicio

6.5.1 Comprobaciones

(1) Debe comprobarse que:

$$E_d \leq C_d \quad (6.13)$$

donde:

C_d es el valor límite de cálculo para el criterio de servicio correspondiente

E_d es el valor de cálculo de los efectos de las acciones consideradas para el criterio de servicio, determinado en base a la combinación correspondiente.

6.5.2 Criterios de servicio

(1) Las deformaciones a considerar en relación con los requisitos de servicio deben ser como las definidas en el Apéndice A, en función del tipo de proceso constructivo.

NOTA: Para otros criterios de servicio específicos como el ancho de fisura, la limitación de tensión o deformación, la resistencia al deslizamiento, véanse los Anejos 19 a 32 de este Código Estructural o la reglamentación específica vigente.

6.5.3 Combinación de acciones

- (1) Las combinaciones de acciones a considerar en las situaciones de proyectos deben ser apropiadas para los requisitos de servicio y los criterios de comportamiento objeto de comprobación.
- (2) Las combinaciones de acciones para los Estados Límite de Servicio se definen simbólicamente mediante las expresiones siguientes (véase también el apartado 6.5.4):

NOTA: En estas expresiones, se supone que todos los coeficientes parciales son iguales a 1. Véanse los Anejos 19 a 32 de este Código Estructural o la reglamentación específica vigente.

a) Combinación característica

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \Psi_{0,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.14a)$$

en la que la combinación de acciones entre llaves {} (denominada combinación característica), puede expresarse como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + "\sum_{i > 1} \Psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (6.14b)$$

NOTA: La combinación característica se utiliza normalmente para estados límite irreversibles.

b) Combinación frecuente:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \Psi_{1,1}Q_{k,1}; \Psi_{2,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.15a)$$

en la que la combinación de acciones entre llaves {} (denominada combinación frecuente), puede expresarse como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\Psi_{1,1}Q_{k,1}" + "\sum_{i > 1} \Psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (6.15b)$$

NOTA: La combinación frecuente se utiliza normalmente para estados límite reversibles.

c) Combinación cuasi-permanente:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \Psi_{2,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (6.16a)$$

en la que la combinación de acciones entre llaves {} (llamada la combinación cuasi-permanente), puede expresarse como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

donde la notación es como la dada en los apartados 1.5 y 6.4.3(1).

NOTA: La combinación cuasi-permanente se utiliza normalmente para efectos a largo plazo y para el aspecto de la estructura.

- (3) Para el valor representativo de la acción de pretensado (es decir, P_k o P_m), deberá remitirse al anexo correspondiente en función del tipo de pretensado considerado.
- (4) Los efectos de las acciones debidos a deformaciones impuestas deben considerarse cuando corresponda.

NOTA: En algunos casos las expresiones (6.14) a (6.16) deben modificarse. Se dan reglas detalladas en los Anejos 19 a 32 de este Código Estructural o la reglamentación específica vigente.

6.5.4 Coeficientes parciales para los materiales

- (1) Para los Estados Límite de Servicio, los coeficientes parciales γ_M para las propiedades de los materiales deben tomarse como 1,0 salvo especificación en contrario en los Anejos 19 a 32 de este Código Estructural.

Apéndice A.1 Aplicación a edificación

Se adoptará lo establecido en el Código Técnico de la Edificación.

Adicionalmente, para la combinación de acciones para situaciones de proyecto persistentes o transitorias (combinaciones fundamentales) definidas en el apartado 6.4.3.2 de este anexo, la verificación se realizará de acuerdo a la ecuación 6.10.

Apéndice A.2 Aplicación en puentes

Se adoptará lo establecido en la Reglamentación específica vigente.

Adicionalmente, para la combinación de acciones para situaciones de proyecto persistentes o transitorias (combinaciones fundamentales) definidas en el apartado 6.4.3.2 de este anexo, la verificación se realizará de acuerdo a la ecuación 6.10.

En el caso de situaciones de proyecto accidentales, la verificación se realizará de acuerdo a la ecuación 6.11b, y en el caso de sísmicas, la ecuación 6.12b.

Apéndice B Recomendaciones para la gestión de la fiabilidad estructural en trabajos de construcción

B.1 Alcance y campo de aplicación

(1) Este anexo proporciona indicaciones adicionales al apartado 2.2 (Gestión de la fiabilidad) y a las cláusulas correspondientes de los Anejos 19 a 32 de este Código Estructural o la reglamentación específica vigente.

NOTA: Las reglas sobre niveles de fiabilidad para aspectos particulares se especifican en los Anejos 19 a 29 de este Código Estructural o en la reglamentación específica vigente.

(2) El planteamiento dado en este apéndice recomienda los siguientes procedimientos de gestión de la fiabilidad estructural para obras de construcción (con respecto a los ELU, excepto la fatiga):

- a) En relación al apartado 2.2(5)b, las clases se introducen y se basan en las presuntas consecuencias del fallo y la exposición al riesgo de las obras de construcción al riesgo. En el apartado B.3 se da un procedimiento para permitir pequeñas diferencias en los coeficientes parciales de acciones y resistencias correspondientes a las diferentes clases.

NOTA: La clasificación de la fiabilidad puede representarse mediante índices β (véase el Apéndice C) que tienen en cuenta la variabilidad estadística aceptada o asumida para los efectos de las acciones, las resistencias y las incertidumbres del modelo.

- b) En relación con los apartados 2.2(5)c y 2.2(5)d, se da en los apartados B.4 y B.5 un procedimiento para permitir la distinción entre diferentes tipos de obras de construcción en los requisitos para los niveles de calidad del proyecto y en los procesos de ejecución.

NOTA: Estas medidas de gestión de calidad y control en el proyecto, disposiciones constructivas y ejecución se dan en los apartados B.4 y B.5 con ánimo de eliminar los fallos debidos a errores groseros y asegurar las resistencias supuestas en el proyecto.

(3) El procedimiento ha sido formulado con el fin de crear un marco que permita, si así se desea, el uso de distintos niveles de fiabilidad.

B.2 Notación

En este anexo son de aplicación los siguientes símbolos.

- K_{FI} Coeficiente aplicable a las acciones para el nivel de fiabilidad
 β Índice de fiabilidad.

B.3 Nivel de fiabilidad

B.3.1 Clases de consecuencias

(1) A partir de las consecuencias del fallo o mal funcionamiento de la estructura se pueden establecer unas clases de consecuencias (CC) como las dadas en la tabla B1 con el propósito de emplearlas posteriormente para identificar el nivel de fiabilidad.

Tabla B1 Definición de las clases de consecuencias

Clase de consecuencia	Descripción	Ejemplos de obras de edificación e ingeniería civil
CC3	Consecuencias Graves de pérdida de vidas humanas, o consecuencias económicas, sociales o medioambientales muy importantes.	Graderíos, edificios públicos en los que las consecuencias del fallo son graves (por ejemplo, una sala de conciertos).
CC2	Consecuencia media de pérdida de vidas humanas, o consecuencias económicas, sociales o medioambientales considerables.	Edificios residenciales y administrativos, edificios públicos en los que las consecuencias de fallo son medias (por ejemplo, un edificio de oficinas).
CC1	Consecuencias bajas de pérdida de vidas humanas, o consecuencias económicas, sociales o medioambientales pequeñas o despreciables.	Edificios agrícolas en los que normalmente no entra gente (por ejemplo, almacenes), invernaderos.

(2) El criterio para la clasificación de las consecuencias es la importancia (en términos de consecuencias del fallo) de la estructura o del elemento estructural considerado, véase el apartado B.3.3.

(3) Dependiendo de la forma estructural y de las decisiones tomadas durante el proyecto, los elementos particulares de la estructura pueden proyectarse para una clase de consecuencias, igual, mayor o menor que la del conjunto de la estructura.

NOTA: Actualmente los requisitos de fiabilidad están relacionados con los elementos estructurales de las obras de construcción.

B.3.2 Diferenciación mediante valores de β

(1) Las clases de fiabilidad (RC) pueden definirse mediante el concepto de índice de fiabilidad β .

(2) Se pueden asociar tres clases de fiabilidad RC1, RC2 y RC3 con las tres clases de consecuencias CC1, CC2 y CC3.

(3) La tabla B2 da los valores mínimos recomendados para los índices de fiabilidad asociados con las clases de fiabilidad (véase también el Apéndice C).

(4) El Artículo 5.2.1.1 del Código Estructural establece que, el nivel de fiabilidad mínima que, con carácter general, debe asegurarse en las estructuras incluidas en el ámbito de este Código, vendrá definido por la clase de fiabilidad RC2.

Tabla B2 Valores mínimos recomendados para los índices de fiabilidad β (Estados Límite Últimos)

Clase de fiabilidad	Valores mínimos de β	
	Periodo de referencia de 1 año	Periodo de referencia de 50 años
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

B.3.3 Diferenciación mediante medidas relativas a los coeficientes parciales

(1) Una forma de alcanzar el nivel de fiabilidad requerido es mediante el uso de distintas clases de coeficientes γ_F en las combinaciones para situaciones de proyecto persistentes. Por ejemplo, para unos mismos niveles de supervisión de proyecto e inspección de la ejecución, se puede aplicar a los coeficientes parciales un coeficiente multiplicador K_{FI} , véase la tabla B3.

Tabla B3 Coeficiente K_{FI} para acciones

Factor K_{FI} para acciones	Clase de fiabilidad		
	RC1	RC2	RC3
K_{FI}	0,9	1,0	1,1

NOTA: En particular, para la clase RC3, se tiende normalmente a utilizar otras medidas como las descritas en este apéndice, antes que utilizar los coeficientes K_{FI} . El coeficiente K_{FI} solo debe aplicarse a las acciones desfavorables.

(2) El nivel de fiabilidad también puede aplicarse a través de coeficientes parciales de resistencia de los materiales γ_M . Una excepción es la relativa a la comprobación de fatiga (véanse los Anejos 22 a 29 de este Código Estructural). Véase también el apartado B.6.

(3) La aplicación de las clases de γ_F puede asociarse al cumplimiento de medidas adicionales como, por ejemplo, el nivel del control de calidad para el proyecto y para la ejecución de la estructura. En este apéndice, se ha adoptado un sistema de tres niveles de control durante el proyecto y la ejecución. Se proponen los niveles de supervisión de proyecto y de inspección asociados con las clases de fiabilidad.

(4) Puede haber casos (por ejemplo, farolas, mástiles, etc.) donde, por razones de economía, la estructura deba estar en RC1, pero sometida a unos niveles más elevados de supervisión de proyecto y de inspección de la ejecución.

B.4 Niveles de supervisión del proyecto

(1) Los niveles en la supervisión del proyecto consisten en distintas medidas de organización de control de calidad, que pueden usarse conjuntamente. Por ejemplo, la definición del nivel de supervisión de proyecto (apartado B.4(2)) puede utilizarse junto con otras medidas como la clasificación del contratista y el control por parte de las autoridades (apartado B.4(3)).

(2) En la tabla B4 se muestran tres niveles posibles de supervisión de proyecto (DSL). Los niveles de supervisión de proyecto pueden relacionarse con la clase de fiabilidad seleccionada o ser escogidos de acuerdo con la importancia de la estructura en correspondencia con los requisitos nacionales o las indicaciones del proyecto e implementados a través de las medidas adecuadas de gestión de calidad. Véase el apartado 2.5.

Tabla B4 Niveles de supervisión de proyecto (DSL)

Niveles de supervisión de proyecto	Características	Requisitos mínimos recomendados para la comprobación de los cálculos, planos y pliegos
DSL3 relativo al RC3	Supervisión ampliada	Comprobación por un tercero: comprobación realizada por una organización distinta de la que redactó el proyecto
DSL2 relativo al RC2	Supervisión normal	Comprobación por personas distintas de las responsables de la redacción del proyecto y de acuerdo con el procedimiento de la organización.
DSL1 relativo al RC1	Supervisión normal	Autocontrol: comprobación realizada por la misma persona que ha redactado el proyecto

(3) Los niveles de supervisión de proyecto pueden incluir también una clasificación de los proyectistas y/o de los inspectores de proyecto (controladores, autoridades de control, etc.), dependiendo de su competencia, su experiencia, la organización a la que pertenezcan, y el tipo de obra proyectada.

NOTA: El tipo de obra, los materiales empleados y las formas estructurales pueden afectar a esta clasificación.

(4) Alternativamente, los niveles de supervisión de proyecto pueden consistir en una evaluación más precisa y detallada de la naturaleza y magnitud de las acciones a resistir por la estructura o del sistema de distribución de las cargas de proyecto, al objeto de controlar (restringir), de forma activa o pasiva, estas acciones.

B.5 Inspección durante la ejecución

(1) Se pueden introducir tres niveles de inspección (IL), como se muestra en la tabla B5. Los niveles de inspección pueden vincularse a las clases de gestión de calidad seleccionadas o implementadas en la obra, mediante las correspondientes medidas de gestión de calidad. Véase el apartado 2.5. Se dan más indicaciones en las correspondientes normas de ejecución referenciadas en los Anexos 19 a 32 de este Código Estructural o en la reglamentación específica vigente.

Tabla B5 Niveles de inspección (IL)

Niveles de inspección	Características	Requisitos
IL3 relativo al RC3	Inspección ampliada	Inspección por un tercero
IL2 relativo al RC2	Inspección normal	Comprobación de acuerdo con los procedimientos de la organización
IL1 relativo al RC1	Inspección normal	Autoinspección

NOTA: Los niveles de inspección definen los aspectos que deben ser cubiertos para la inspección de los productos y de la ejecución de las obras, así como la fiabilidad de dichas inspecciones. De este modo, las reglas variarán de un material estructural a otro y se darán en las correspondientes normas de ejecución.

B.6 Coeficientes parciales de seguridad para las propiedades de resistencia

(1) El coeficiente parcial de una propiedad de un material o producto, o de la resistencia de un elemento puede reducirse siempre que se utilice una clase de control superior a la necesaria de acuerdo con la tabla B5 y/o se especifiquen requisitos más severos.

NOTA: Para comprobar la eficacia a través de ensayos, véanse el apartado 5 y el Apéndice D.

NOTA: En los Anejos 19 a 32 de este Código Estructural o en la reglamentación específica vigente se dan o referencian reglas para distintos materiales.

NOTA: Dicha reducción, que tiene en cuenta, por ejemplo variaciones dimensionales o incertidumbres del modelo, no supone una modificación del nivel de fiabilidad, sino que se trata únicamente de una medida de compensación a la vista de la mayor eficacia de las medidas de control adoptadas.

Apéndice C Recomendaciones para el cálculo con coeficientes parciales y análisis de la fiabilidad

C.1 Alcance y campo de aplicación

- (1) Este apéndice proporciona información y una base teórica sobre el método de los coeficientes parciales descrito en el apartado 6 y el Apéndice A. Este apéndice también proporciona la base para el Apéndice D y está relacionado con los contenidos del Apéndice B.
- (2) Este apéndice también proporciona información sobre
- los métodos de fiabilidad estructural,
 - la aplicación del método basado en la fiabilidad para calibrar los valores de cálculo y/o coeficientes parciales en las expresiones de cálculo,
 - los formatos de comprobación de cálculo utilizados en los Anexos 19 a 32 de ese Código Estructural.

C.2 Notación

En este apéndice son de aplicación los siguientes símbolos.

Letras latinas mayúsculas

P_f	probabilidad de fallo
$Prob(\cdot)$	probabilidad
P_s	probabilidad de supervivencia

Letras latinas minúsculas

a	propiedad geométrica
g	función de comportamiento

Letras griegas mayúsculas

Φ	función de distribución acumulada de la distribución Normal estándar
--------	--

Letras griegas minúsculas

α_E	coeficiente de sensibilidad FORM (método de fiabilidad de primer orden) para los efectos de las acciones
α_R	coeficiente de sensibilidad FORM (método de fiabilidad de primer orden) para la resistencia
β	índice de fiabilidad
θ	incertidumbre del modelo
μ_X	valor medio de X
σ_X	desviación estándar de X
V_X	coeficiente de variación de X

C.3 Introducción

(1) En el método de los coeficientes parciales se dan valores de cálculo de las variables básicas (es decir, acciones, resistencias y propiedades geométricas) a través del uso de coeficientes parciales y coeficientes ψ , debiéndose realizar una comprobación para asegurar que no se ha superado el estado límite correspondiente. Véase el apartado C.7.

NOTA: El apartado 6 describe los valores de cálculo de las acciones y efectos de las acciones y los valores de cálculo de las propiedades de materiales y productos, así como de los datos geométricos.

(2) En principio, los valores numéricos de los coeficientes parciales y los coeficientes ψ pueden determinarse de cualquiera de estas dos formas:

- a) En base a una calibración por la larga experiencia en la tradición constructora.

NOTA: Para la mayoría de los coeficientes parciales y de los coeficientes ψ propuestos en este Código Estructural, este es el principio más predominante.

- b) En base a una evaluación estadística de datos experimentales y observaciones de campo. (Esto debe desarrollarse dentro del marco de una teoría probabilística de fiabilidad).

(3) Cuando se utilice el método 2b), tanto por sí solo como en combinación con el método 2a), los coeficientes parciales de los Estados Límite Últimos para los distintos materiales y acciones deben calibrarse de forma que los niveles de fiabilidad para las estructuras representativas sean lo más parecidos posible al índice de fiabilidad objetivo. Véase el apartado C.6.

C.4 Resumen de los métodos de fiabilidad

(1) La figura C1 presenta un resumen esquemático de los distintos métodos disponibles para la calibración de las ecuaciones para la obtención del coeficiente parcial (estados límite) y la relación entre ellas.

(2) Los procedimientos de calibración estadística para los coeficientes parciales puede subdividirse en dos clases principales:

- métodos completamente probabilísticos (Nivel III), y
- métodos de fiabilidad de primer orden (FORM) (Nivel II).

NOTA 1: Los métodos completamente probabilísticos (Nivel III) dan, en principio, una respuesta correcta para el problema de la fiabilidad abordado. Los métodos de Nivel III raramente se usan en la calibración de los Códigos de proyecto dada la frecuente falta de datos estadísticos.

NOTA 2: Los métodos de Nivel II hacen uso de ciertas aproximaciones bien definidas y alcanzan resultados que pueden considerarse suficientemente adecuados para la mayoría de las aplicaciones estructurales.

(3) Tanto en los métodos de Nivel II como en los de Nivel III la medida de la fiabilidad debe identificarse con la probabilidad de supervivencia $P_s = (1 - P_f)$, donde P_f es la probabilidad de fallo para el modo de fallo considerado y con un periodo de referencia apropiado. Si la probabilidad de fallo calculada es superior a un valor objetivo prefijado P_0 , entonces la estructura debe considerarse como no segura.

NOTA: La "probabilidad de fallo" y su correspondiente índice de fiabilidad (véase el apartado C.5) únicamente son valores teóricos que no representen necesariamente las tasas de fallo reales, pero se utilizan como valores operativos para los propósitos de calibración del Código y la comparación de los niveles de fiabilidad de las estructuras.

(4) Los Anejos 19 a 32 de este Código Estructural se han basado principalmente en el método a (véase la figura C1).

NOTA: Un ejemplo de método equivalente es el proyecto asistido por ensayos (ver Apéndice D).

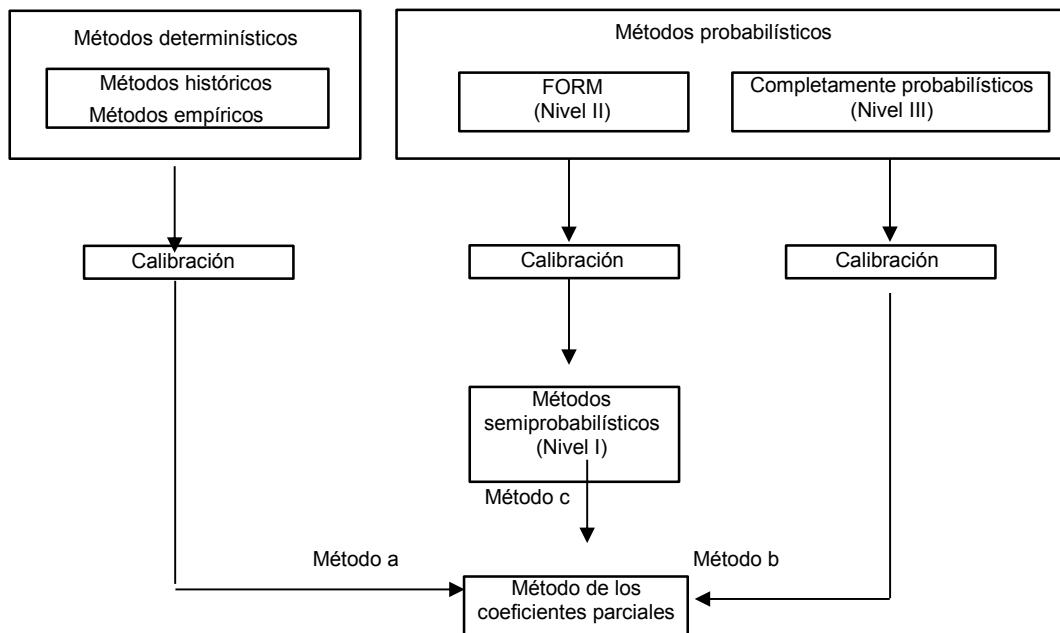


Figura C1 Resumen de los métodos de fiabilidad

C.5 Índice de fiabilidad β

(1) En los procedimientos de Nivel II, se suele definir una medida alternativa de la fiabilidad, definida mediante el índice de fiabilidad β , que está relacionado con P_f por:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (\text{C.1})$$

donde Φ es la función de distribución acumulativa de la distribución Normal estándar.

La relación entre Φ y β se da en la tabla C1.

Tabla C1 Relación entre β y P_f

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

(2) La probabilidad de fallo P_f puede expresarse a través de la función de comportamiento g de forma que se considera que una estructura resiste si $g > 0$ y falla si $g \leq 0$:

$$P_f = \text{Prob}(g \leq 0) \quad (\text{C.2a})$$

Si R es la resistencia y E los efectos de las acciones, la función de comportamiento g es:

$$g = R - E \quad (\text{C.2b})$$

siendo R , E y g variables aleatorias.

(3) Si g sigue la distribución Normal, β se toma como:

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g}$$

donde:

- μ_g es el valor medio de g , y
 σ_g es la desviación estándar,

de forma que:

$$\mu_g - \beta\sigma_g = 0 \quad (\text{C.2d})$$

y

$$P_f = \text{Prob}(g \leq 0) = \text{Prob}(g \leq \mu_g - \beta\sigma_g) \quad (\text{C.2e})$$

Para otras distribuciones de g , β es únicamente una medida convencional de fiabilidad

$$P_s = (1 - P_f)$$

C.6 Valores objetivo del índice de fiabilidad β

(1) Los valores objetivo para el índice de fiabilidad β para las distintas situaciones de proyecto y para los períodos de referencia de 1 y 50 años, son los indicados en la tabla C2. Los valores de β en la tabla C2 corresponden a niveles de seguridad para las clases de fiabilidad RC2 de los elementos estructurales (véase Apéndice B).

NOTA 1: Para estas evaluaciones de β :

- Habitualmente se han utilizado las distribuciones log-normal o de Weibull para los parámetros de resistencia del material, resistencia estructural y para las incertidumbres del modelo.
- La distribución Normal se ha utilizado habitualmente para el peso propio.
- En las comprobaciones en las que no intervengan fenómenos de fatiga se ha venido utilizando, como simplificación, la distribución Normal para acciones variables, si bien serían más apropiadas las distribuciones extremales.

NOTA 2: Cuando la incertidumbre principal venga de acciones que tienen un máximo estadísticamente independiente cada año, los valores β para un período de referencia distinto se pueden calcular utilizando la siguiente expresión:

$$\Phi(\beta_n) = [\Phi(\beta_1)]^n \quad (\text{C.3})$$

donde:

- β_n es el índice de fiabilidad para un período de referencia de n años
 β_1 es el índice de fiabilidad para un año.

Tabla C2 Índice de fiabilidad objetivo β para elementos estructurales de Clase RC2¹⁾

Estado límite	Índice de fiabilidad objetivo	
	1 año	50 años
Último	4,7	3,8
Fatiga	-	1,5 a 3,8 ²⁾
Servicio (irreversible)	2,9	1,5

¹⁾ Véase Apéndice B.

²⁾ Depende del grado de facilidad de inspección, de reparación y de la tolerancia al daño.

(2) La frecuencia real de fallo es significativamente dependiente del error humano, lo que no se considera en el método de los coeficientes parciales (véase el Apéndice B). Por lo tanto, β no proporciona necesariamente una indicación de la frecuencia real del fallo estructural.

C.7 Enfoque para la calibración de los valores de cálculo

(1) En el método del valor de cálculo para la comprobación de la fiabilidad (véase la figura C1), los valores de cálculo necesitan estar definidos para todas las variables básicas. Se considera que un dimensionamiento es aceptable si no se alcanzan los estados límite cuando se introducen los valores de cálculo en los modelos de análisis. En notación simbólica se expresa como:

$$E_d < R_d \quad (\text{C.4})$$

donde el subíndice “d” se refiere a los valores de cálculo. Este es el modo práctico de asegurar que el índice de fiabilidad β es igual o mayor que el valor objetivo.

E_d y R_d pueden expresarse de forma parcialmente simbólica como:

$$E_d = E \{F_{d1}, F_{d2}, \dots, a_{d1}, a_{d2}, \dots, \theta_{d1}, \theta_{d2}, \dots\} \quad (\text{C.5a})$$

$$R_d = R \{X_{d1}, X_{d2}, \dots, a_{d1}, a_{d2}, \dots, \theta_{d1}, \theta_{d2}, \dots\} \quad (\text{C.5b})$$

donde:

E es el efecto de la acción

R es la resistencia

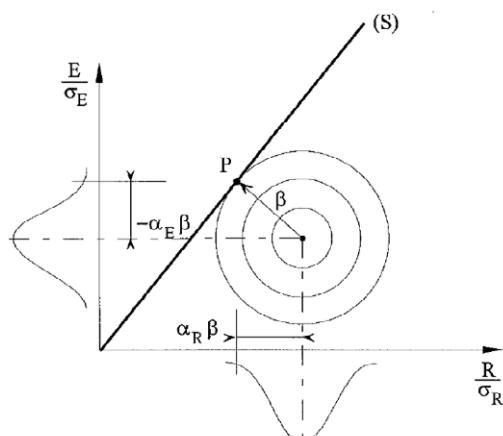
F es una acción

X es la propiedad del material

a es una propiedad geométrica

θ es una incertidumbre del modelo.

Para estados límite particulares (por ejemplo fatiga) puede ser necesaria una formulación más general para expresar un estado límite.



(S): límite de fallo $g = R - E = 0$

P: punto de cálculo

Figura C2 Punto de cálculo e índice de fiabilidad β acorde con el método de fiabilidad de primer orden (FORM) para variables normalmente distribuidas sin correlación.

(2) Los valores de cálculo deben basarse en los valores de las variables básicas en el punto de cálculo del FORM que puede definirse como el punto en la superficie de fallo ($g = 0$) más próximo al punto

correspondiente a los valores medios, en el espacio de las variables normalizadas (como se indica en el diagrama de la figura C2).

(3) Los valores de cálculo de los efectos de las acciones E_d y las resistencias R_d deben definirse de forma que la probabilidad de tener un valor más desfavorable sea como sigue:

$$P(E > E_d) = \Phi(+\alpha_E \beta) \quad (\text{C.6a})$$

$$P(R \leq R_d) = \Phi(-\alpha_R \beta) \quad (\text{C.6b})$$

donde:

β es el índice de fiabilidad objetivo (véase el apartado C.6).

α_E y α_R , con $|\alpha| \leq 1$, son los valores de los coeficientes de sensibilidad del FORM. El valor de α es negativo para acciones y efectos de las acciones desfavorables, y positivo para las resistencias.

α_E y α_R pueden tomarse como $-0,7$ y $0,8$ respectivamente, siempre que:

$$0,16 < \sigma_E/\sigma_R < 7,6 \quad (\text{C.7})$$

donde σ_E y σ_R son las desviaciones estándar del efecto de las acciones y de la resistencia, en las expresiones (C.6a) y (C.6b) respectivamente. Esto da:

$$P(E > E_d) = \Phi(-0,7\beta) \quad (\text{C.8a})$$

$$P(R \leq R_d) = \Phi(-0,8\beta) \quad (\text{C.8b})$$

(4) Cuando no se satisfaga la condición (C.7), debe utilizarse $\alpha = \pm 1,0$ para la variable con la mayor desviación estándar y, $\alpha = \pm 0,4$ para la variable con la menor desviación estándar.

(5) Cuando el modelo de acciones contenga múltiples variables básicas, debe utilizarse la expresión (C.8a) únicamente para la variable predominante. Para las acciones concomitantes pueden definirse los valores de cálculo mediante:

$$P(E > E_d) = \Phi(-0,4x0,7x\beta) = \Phi(-0,28\beta) \quad (\text{C.9})$$

NOTA: Para $\beta = 3,8$ los valores definidos por la expresión (C.9) corresponden aproximadamente al cuantil de 0,90.

(6) Las expresiones que se proporcionan en la tabla C3 deben utilizarse para obtener los valores de cálculo de las variables para una distribución de probabilidad dada.

Tabla C3 Valores de cálculo para varias funciones de distribución

Distribución	Valores de cálculo
Normal	$\mu - \alpha\beta\sigma$
Log-normal	$\mu \exp(-\alpha\beta V)$ para $V = \sigma/\mu < 0,2$
Gumbel	$u - \frac{1}{a} \ln\{\ln\Phi(-\alpha\beta)\}$ donde $u = \mu - \frac{0,577}{a}$; $a = \frac{\pi}{\sigma\sqrt{6}}$

NOTA: En estas expresiones, μ , σ y V son, respectivamente, el valor medio, la desviación estándar y el coeficiente de variación de una variable dada. Para acciones variables, estas pueden basarse en el mismo periodo de referencia que β .

(7) Un método para obtener el coeficiente parcial correspondiente es dividir el valor de cálculo de una acción variables entre su valor característico representativo.

C.8 Formatos de comprobación de la fiabilidad

(1) En los Anejos 19 a 32 de este Código Estructural o en la reglamentación específica vigente, los valores de cálculo de las variables básicas, X_d y F_d , no se introducen, en general, directamente en las ecuaciones de cálculo de los coeficientes parciales. Se introducen en términos de sus valores representativos X_{rep} y F_{rep} , que pueden ser:

- valores característicos, es decir, valores con una probabilidad establecida o supuesta de ser superados, por ejemplo para acciones, propiedades de materiales y propiedades geométricas (véanse los apartados 1.4.3.14, 1.4.4.1 y 1.4.5.1, respectivamente),
- los valores nominales, que se tratan como valores característicos para las propiedades de los materiales (véase el apartado 1.4.4.3) y como valores de cálculo para propiedades geométricas (véase el apartado 1.4.5.2).

(2) Los valores representativos X_{rep} y F_{rep} , deben dividirse y/o multiplicarse, respectivamente, por los coeficientes parciales apropiados para obtener los valores de cálculo X_d y F_d .

NOTA: Véase también la expresión (C.10).

(3) Los valores de cálculo de las acciones F , propiedades de los materiales X y propiedades geométricas a , se dan en las expresiones (6.1), (6.3) y (6.4), respectivamente.

Cuando se utilice un valor superior de la resistencia de cálculo (véase el apartado 6.3.3), la expresión (6.3) toma la forma:

$$X_d = \gamma_{fM} X_{k,Sup} \quad (\text{C.10})$$

donde γ_{fM} es un coeficiente adecuado superior a 1.

NOTA: La expresión (C.10) puede utilizarse para el diseño por capacidad.

(4) Los valores de cálculo de las incertidumbres del modelo pueden incorporarse a las expresiones de cálculo a través de coeficientes parciales γ_{sd} y γ_{rd} aplicados al modelo total, de forma que:

$$E_d = \gamma_{sd} E\{\gamma_{gi} G_{kj}; \gamma_p P; \gamma_{q1} Q_{k1}; \gamma_{qi} \Psi_{0i} Q_{ki}; a_d \dots\} \quad (\text{C.11})$$

$$R_d = R \left\{ \frac{\eta X_k}{\gamma_m}; a_d \dots \right\} / \gamma_{rd} \quad (\text{C.12})$$

(5) El coeficiente Ψ , que tiene en cuenta las reducciones de los valores de cálculo de las acciones variables, se aplica como Ψ_0 , Ψ_1 o Ψ_2 sobre las acciones variables concomitantes que ocurren simultáneamente.

(6) Cuando se requiera, se pueden hacer las simplificaciones siguientes a las expresiones (C.11) y (C.12).

- En el lado de la carga (para una acción simple o donde exista linealidad de los efectos de las acciones):

$$E_d = E\{\gamma_{F,i} F_{rep,i}; a_d\} \quad (\text{C.13})$$

- En el lado de la resistencia, el formato general viene dado en las expresiones (6.6) y se dan más simplificaciones en los anejos de este Código Estructural en función del material correspondiente. Solo se podrán hacer simplificaciones si el nivel de fiabilidad no disminuye.

NOTA: En los anejos mencionados se encuentran muy a menudo modelos no lineales y modelos multi-variables de acciones y/o resistencias. En esos casos, las relaciones anteriores se vuelven más complejas.

C.9 Coeficientes parciales

(1) Los coeficientes parciales empleados en este anexo se definen en el apartado 1.5.

(2) Las relaciones entre los coeficientes parciales de los anejos se muestran esquemáticamente en la figura C3.

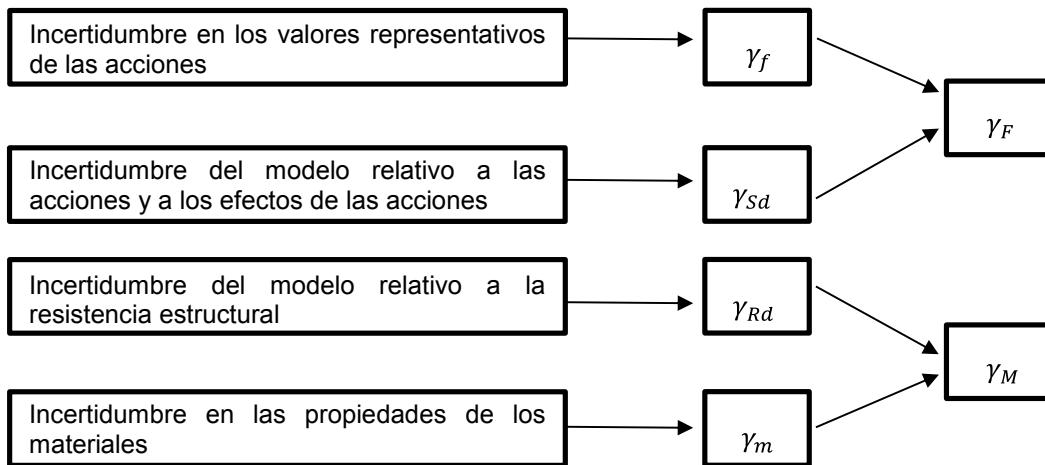


Figura C3 Relación entre los coeficientes parciales.

C10 Coeficientes Ψ_0

(1) La tabla C4 recoge las expresiones para la obtención de los coeficientes Ψ_0 (véase el apartado 6) para el caso en el que haya dos acciones variables.

(2) Las expresiones de la tabla C4 se han calculado utilizando los siguientes supuestos y condiciones:

- las dos acciones a combinar son independientes entre sí,
- el periodo básico (T_1 o T_2) para cada acción es constante, siendo T_1 el periodo básico de mayor valor,
- los valores de las acciones son constantes en sus respectivos periodos básicos,
- las intensidades de una acción, en sus respectivos periodos básicos, no están correlacionadas,
- las dos acciones pertenecen a procesos ergódicos.

(3) Las funciones de distribución de la tabla C4 se refieren a los máximos dentro del periodo de referencia. Estas funciones de distribución son funciones totales que consideran la probabilidad de que el valor de una acción sea cero durante ciertos períodos.

Tabla C4 Expresiones para Ψ_0 para el caso en el que haya dos acciones variables

Distribución	$\Psi_0 = F_{\text{concomitante}} / F_{\text{principal}}$
General	$\frac{F_S^{-1}\{\Phi(0,4\beta')^{N_1}\}}{F_S^{-1}\{\Phi(0,7\beta')^{N_1}\}}$ con $\beta' = -\Phi^{-1}\left\{\frac{\Phi(-0,7\beta)}{N_1}\right\}$
Aproximación para N_1 muy elevada	$\frac{F_S^{-1}\{\exp[-N_1\Phi(0,4\beta')]\}}{F_S^{-1}\{\Phi(0,7\beta)\}}$ con $\beta' = -\Phi^{-1}\left\{\frac{\Phi(-0,7\beta)}{N_1}\right\}$
Normal (aproximación)	$\frac{1 + (0,28\beta - 0,7\ln N_1)V}{1 + 0,7\beta V}$

Gumbel (aproximación)	$\frac{1 - 0,78V[0,58 + \ln(-\ln\Phi(0,28\beta)) + \ln N_1]}{1 - 0,78V[0,58 + \ln(-\ln\Phi(0,7\beta))]}$
$F_s(\cdot)$	es la función de distribución de la probabilidad del valor extremo de la acción concomitante en el periodo de referencia T
$\Phi(\cdot)$	es la función de distribución Normal estándar
T	es el periodo de referencia
T_1	es el mayor de los periodos básicos para las acciones a combinar
N_1	es el cociente T/T_1 aproximado al entero más próximo
B	es el índice de fiabilidad
V	es el coeficiente de variación de la acción concomitante para el periodo de referencia

Apéndice D Recomendaciones para el cálculo asistido por ensayos

D.1 Alcance y campo de aplicación

(1) Este apéndice proporciona indicaciones sobre los apartados 3.4, 4.2 y 5.2.

D.2 Notación

En este apéndice son de aplicación los siguientes símbolos.

Letras latinas mayúsculas

$E(.)$	El valor medio de (.)
V	Coeficiente de variación [$V = (\text{desviación estándar})/(\text{valor medio})$]
V_x	Coeficiente de variación de X
V_δ	Estimador del coeficiente de variación del término de error δ
\underline{X}	Serie de variables básicas $j X_1 \dots X_j$
$X_{k(n)}$	Valor característico, incluyendo la incertidumbre estadística para una muestra de tamaño n excluyendo cualquier factor de conversión
\underline{X}_m	Serie de valores medios de las variables básicas
\underline{X}_n	Serie de valores nominales de las variables básicas

Letras latinas minúsculas

b	Coeficiente de corrección
b_i	Coeficiente de corrección para la muestra i del ensayo
$g_{rt}(X)$	Función de resistencia (de la variable básica \underline{X}) utilizada como el modelo de proyecto
$k_{d,n}$	Coeficiente del cuantil de proyecto
k_n	Coeficiente del cuantil característico
m_x	Media de los n resultados de una muestra
n	Número de experimentos o resultados numéricos del ensayo
r	Valor de la resistencia
r_d	Valor de cálculo de la resistencia
r_e	Valor de la resistencia experimental
r_{ee}	Valor extremo (máximo o mínimo) de la resistencia experimental (es decir, valor de r_e que más se desvía del valor medio r_{em})
r_{ei}	Resistencia experimental para la muestra i
r_{em}	Valor medio de la resistencia experimental
r_k	Valor característico de la resistencia
r_m	Valor de la resistencia calculado utilizando los valores medios \underline{X}_m de las variables básicas
r_n	Valor nominal de la resistencia
r_t	Resistencia teórica determinada a partir de la función de resistencia $g_{rt}(X)$

r_{ti}	Resistencia teórica determinada utilizando los parámetros \underline{X} medidos para la muestra i
s	Valor estimado de la desviación estándar σ
s_{Δ}	Valor estimado de σ_{Δ}
s_{δ}	Valor estimado de σ_{δ}

Letras griegas mayúsculas

Φ	Función de distribución acumulada de la distribución Normal estándar
Δ	Logaritmo del término de error δ [$\Delta_i = \ln(\delta_i)$]
$\bar{\Delta}$	Valor estimado de $E(\Delta)$

Letras griegas minúsculas

α_E	Coeficiente de sensibilidad FORM (método de fiabilidad de primer orden) para los efectos de las acciones
α_R	Coeficiente de sensibilidad FORM (método de fiabilidad de primer orden) para la resistencia
β	Índice de fiabilidad
γ_M^*	Coeficiente parcial corregido para resistencias [$\gamma_M^* = r_n/r_d$ así $\gamma_M^* = k_c \gamma_M$]
δ	Término de error
δ_i	Término de error observado para la muestra i , obtenido de la comparación de la resistencia experimental r_{ei} y el valor medio corregido de la resistencia teórica br_{ei}
η_d	Valor de cálculo del posible factor de conversión (siempre que no esté incluido en el coeficiente parcial de la resistencia γ_M)
η_k	Coeficiente de reducción aplicable en caso de disponer de información previa
σ	Desviación estándar [$\sigma = \sqrt{\text{varianza}}$]
σ_{Δ}^2	Varianza del término Δ

D.3 Tipos de ensayos

(1) Debe distinguirse entre los siguientes tipos de ensayos:

- Ensayos para establecer directamente la resistencia última o las propiedades de servicio de las estructuras o elementos estructurales para unas condiciones de carga dadas. Estos ensayos pueden realizarse, por ejemplo, para cargas de fatiga o cargas de impacto.
- Ensayos para obtener propiedades específicas de los materiales utilizando procedimientos de ensayo específicos; por ejemplo, los ensayos del terreno *in situ* o en el laboratorio, o en el ensayo de nuevos materiales.
- Ensayos para reducir las incertidumbres en los parámetros de los modelos de carga o del efecto de la carga; por ejemplo, mediante ensayo en túnel de viento o en ensayos para identificar acciones de oleaje o de corrientes.
- Ensayos para reducir las incertidumbres en los parámetros empleados en los modelos de resistencia; por ejemplo, mediante el ensayo de elementos estructurales o conjuntos de elementos estructurales (por ejemplo, cubiertas o forjados).

- e) Ensayos de control para comprobar la identidad o calidad de los productos suministrados o la coherencia de las características de producción; por ejemplo, ensayo de cables de puentes o ensayo de probetas de hormigón.
 - f) Ensayos realizados durante la ejecución con el fin de obtener la información necesaria para parte de la ejecución; por ejemplo, ensayo de la resistencia de un pilote, ensayo de las fuerzas del cable durante la ejecución.
 - g) Ensayo de control para comprobar el comportamiento de una estructura real o de los elementos estructurales tras la finalización de su ejecución, por ejemplo, para obtener la flecha elástica, frecuencias de vibración o amortiguamiento.
- (2) Para los ensayos tipo (a), (b), (c) y (d), los valores de cálculo a utilizar deben obtenerse, cuando sea posible, a partir de resultados de ensayos mediante la aplicación de técnicas estadísticas reconocidas. Véanse los apartados D.5 a D.8.

NOTA: Se pueden necesitar técnicas especiales para evaluar los resultados de ensayo tipo (c).

(3) Los ensayos tipo (e), (f) y (g) pueden considerarse ensayos de aceptación cuando no se disponga de resultados de ensayos en el momento del proyecto. Los valores de proyecto deben ser estimados de forma conservadora, de manera que se puedan cumplir los criterios de aceptación (ensayos (e), (f), (g)) en un nivel posterior.

D.4 Planificación de los ensayos

(1) Antes de realizar los ensayos, debe acordarse un plan de ensayos con la organización que los vaya a realizar. Este plan debe contener los objetivos del ensayo y todas las especificaciones necesarias para la selección o producción de las muestras de ensayo, la ejecución de los ensayos y la evaluación de los mismos. El plan de ensayo debe cubrir:

- los objetivos y el alcance,
- la predicción de los resultados de ensayo,
- la especificación de las probetas de ensayo y la toma de muestras,
- las especificaciones de la aplicación de las cargas,
- los dispositivos de ensayo,
- las medidas a realizar, y
- la evaluación e informe de los ensayos.

Objetivos y alcance: El objetivo de los ensayos debe establecerse con claridad, por ejemplo, las propiedades requeridas, la influencia de la variación de ciertos parámetros de proyecto durante el ensayo y el rango de validez. Deben especificarse las limitaciones de los ensayos y las conversiones necesarias (por ejemplo, efectos de escala).

Predicción de los resultados de ensayo: Deben tenerse en cuenta todas las propiedades y circunstancias que pueden afectar a la predicción de los resultados de los ensayos, incluyendo:

- parámetros geométricos y su variabilidad,
- imperfecciones geométricas,
- propiedades de los materiales,
- parámetros afectados por los procedimientos de fabricación y ejecución,
- efectos de escala de las condiciones ambientales teniendo en cuenta, si afecta, el programa detallado de aplicación de cargas.

Deben describirse los modos de fallo esperados y/o modelos de cálculo, junto con las variables correspondientes. Si hay una duda significativa acerca de qué modo de fallo puede ser crítico, entonces, el plan de ensayo debe desarrollarse en base a ensayos piloto adicionales.

NOTA: Debe prestarse atención al hecho de que un elemento estructural pueda poseer varios modos de fallo diferentes.

Especificación de las muestras de ensayo y muestreo: Las muestras de ensayo deben especificarse, u obtenerse mediante muestreo, de forma que representen las condiciones de la estructura real.

Los factores que deben tenerse en cuenta incluyen:

- dimensiones y tolerancias,
- materiales y fabricación de prototipos,
- número de probetas de ensayos,
- procedimientos de muestreo,
- coacciones.

El objetivo del procedimiento de toma de muestras debe ser el de obtener una muestra estadísticamente representativa.

Debe prestarse atención a cualquier diferencia entre las muestras de ensayo y la población del producto que pueda afectar a los resultados del ensayo.

Especificaciones de la carga: las condiciones de carga y medioambientales a especificar para el ensayo deben incluir:

- puntos de carga,
- historia de cargas,
- coacciones,
- temperaturas,
- humedad relativa,
- carga por control de la deformación o de la fuerza, etc.

La secuencia de carga debe elegirse de forma que represente el uso previo del elemento estructural, tanto bajo condiciones normales de uso como bajo condiciones severas. Las interacciones entre la respuesta estructural y el equipo empleado para aplicar la carga, deben tenerse en cuenta, en su caso.

Cuando el comportamiento estructural dependa de los efectos de una o más acciones que no vayan a variar sistemáticamente, es conveniente especificar dichos efectos mediante sus valores representativos.

Dispositivos de ensayo: el equipo de ensayo debe ser el adecuado para el tipo de ensayos y el rango esperado de las mediciones. Debe prestarse especial atención a las medidas para poder disponer de la resistencia y rigidez suficientes de los equipos de carga y elementos de soporte, así como disponer de espacio suficiente para las deformaciones, etc.

Mediciones: Antes del ensayo, deben enumerarse todas las propiedades susceptibles de ser medidas para cada una de las probetas de ensayo. Adicionalmente debe hacerse una lista:

- a) de los puntos de medida,
- b) de los procedimientos para el registro de los resultados, incluyéndose si corresponde:
 - el historial de desplazamientos a lo largo del tiempo,

- las velocidades,
- las aceleraciones,
- las deformaciones unitarias,
- las fuerzas y presiones,
- la frecuencia requerida,
- la precisión de las medidas, y
- los dispositivos de medida adecuados.

Evaluación e informe de los ensayos: Para indicaciones específicas, véanse los apartados D.5 a D.8. Deberá indicarse cualquier norma en la que se basen los ensayos.

D.5 Obtención de los valores de cálculo

(1) La obtención, a partir de ensayos, de los valores de cálculo de una propiedad de un material, un parámetro del modelo o una resistencia, deben realizarse de una de las siguientes formas:

- a) mediante la evaluación de un valor característico, que se dividirá entre un coeficiente parcial y, posiblemente, se tenga que multiplicar por un coeficiente de conversión explícito, si fuera necesario (véanse los apartados D.7.2 y D.8.2),
- b) mediante determinación directa del valor de cálculo, justificando implícita o explícitamente la conversión de los resultados y la fiabilidad total requerida (véanse los apartados D.7.3 y D.8.3).

NOTA: En general, es preferible al método a) siempre que el valor del coeficiente parcial se determine a partir del procedimiento normal de cálculo (véase el punto (3) de este apartado).

(2) En el cálculo del valor característico a partir de ensayos (Método (a) recogido en el apartado D.8.2) debe tenerse en cuenta:

- a) la dispersión de los datos del ensayo,
- b) la incertidumbre estadística asociada al número de ensayos,
- c) información estadística previa.

(3) El coeficiente parcial a aplicar al valor característico, debe tomarse del anexo apropiado de este Código Estructural, siempre que haya una similitud suficiente entre los ensayos y el campo de aplicación usual del coeficiente parcial en las comprobaciones numéricas.

(4) Si la respuesta de la estructura o elemento estructural o la resistencia del material dependen de factores que no están suficientemente cubiertos por los ensayos como:

- los efectos del tiempo y la duración,
- los efectos de escala y tamaño,
- las distintas condiciones ambientales, de carga y de contorno,
- los efectos de la resistencia,

el modelo de cálculo debe tener en cuenta dichos factores de manera apropiada.

(5) En casos especiales en los que se utilice el método indicado en el apartado D.5(1)b), la determinación de los valores de cálculo deberá tener en cuenta los siguientes aspectos:

- los estados límite correspondientes,
- el nivel de fiabilidad requerido,

- la compatibilidad con las hipótesis correspondientes a la parte de las acciones en la expresión (C.8a),
- la vida útil requerida, en su caso,
- información previa deducida de casos similares.

NOTA: En los apartados D.6, D.7 y D.8 se puede encontrar más información.

D.6 Principios generales para las evaluaciones estadísticas

(1) Cuando se evalúen los resultados de los ensayos, deben compararse el comportamiento de las probetas de ensayo y sus modos de fallo con las predicciones teóricas. Cuando se produzcan desviaciones significativas respecto a la predicción, deberá buscarse una explicación, eventualmente con la realización de ensayos adicionales, tal vez bajo condiciones distintas, o la modificación del modelo teórico.

(2) La evaluación de los resultados de los ensayos debe basarse en métodos estadísticos, con el uso de la información (estadística) disponible sobre el tipo de distribución a emplear y sus parámetros asociados. Los métodos contenidos en este apéndice solo podrán utilizarse cuando se satisfagan las siguientes condiciones:

- que los datos estadísticos (incluyendo la información previa) se tomen de poblaciones identificadas como suficientemente homogéneas, y
- que se disponga de un número suficiente de observaciones.

NOTA: Se pueden distinguir tres categorías principales en el nivel de interpretación de los resultados de ensayos:

- cuando se haga un único ensayo (o muy pocos ensayos), no es posible realizar una interpretación estadística clásica. Únicamente, el uso de una amplia información previa asociada con las hipótesis sobre los grados relativos de importancia de esta información y de los resultados de los ensayos, hacen posible presentar una interpretación como estadística (procedimientos bayesianos, véase la norma ISO 12491);
- si se realiza una serie mayor de ensayos para evaluar un parámetro, es posible realizar una interpretación estadística clásica. Los casos más comunes se tratan, como ejemplos, en el apartado D.7. Esta interpretación necesitará todavía el uso de información previa sobre el parámetro que, de todas formas, será menor que en el caso anterior;
- cuando se realice una serie de ensayos para calibrar un modelo (como una función) y uno o más parámetros asociados, es posible realizar una interpretación estadística clásica.

(3) El resultado de una evaluación de ensayos se considerará válido únicamente para las especificaciones y características de carga consideradas en el ensayo. Si los resultados pueden extrapolarse para abarcar otros parámetros de cálculo y situaciones de carga, deberá emplearse la información adicional disponible de ensayos previos o de bases teóricas.

D.7 Determinación estadística de una propiedad

D.7.1 Generalidades

(1) Este apartado da las expresiones de trabajo para la obtención de los valores de cálculo a partir de los tipos de ensayo a) y b) del apartado D.3(3) para una propiedad (por ejemplo, resistencia) cuando se utilicen los métodos de evaluación (a) y (b) del apartado D.5(1).

NOTA: Las expresiones que se presentan aquí, que emplean procedimientos bayesianos con distribuciones previas "vagas", llegan prácticamente a los mismos resultados que la estadística clásica con niveles de confianza de 0,75.

- (2) La propiedad aislada X puede representar:
- una resistencia de un producto,
 - una propiedad colaborante con la resistencia de un producto.
- (3) En el caso a) puede aplicarse directamente el procedimiento de los apartados D.7.2 y D.7.3 para determinar los valores característicos, los de cálculo o los de los coeficientes parciales.
- (4) En el caso b) puede considerarse que el valor de proyecto de la resistencia también puede incluir:
- los efectos de otras propiedades,
 - la incertidumbre del modelo,
 - otros efectos (escala, volumen, etc.)
- (5) Las tablas y expresiones en los apartados D.7.2 y D.7.3 se basan en las siguientes hipótesis:
- todas las variables siguen una distribución Normal o una log-normal,
 - no se conoce previamente el valor de la media,
 - para el caso de “ V_x desconocido”, no hay conocimiento previo sobre el coeficiente de variación,
 - para el caso de “ V_x conocido”, se conoce perfectamente el coeficiente de variación.

NOTA: La adopción de una distribución log-normal para ciertas variables tiene la ventaja de que no pueden aparecer valores negativos como, por ejemplo, para variables geométricas o de resistencia.

En la práctica, normalmente es preferible emplear el caso de “ V_x conocido” junto con la sobreestimación conservadora de V_x , mejor que aplicar las reglas dadas para el caso “ V_x desconocido”. Además, V_x , cuando sea conocido, debe suponerse no inferior a 0,10.

D.7.2 Evaluación mediante el valor característico

- (1) El valor de cálculo de una propiedad X debe encontrarse mediante el empleo de:

$$X_d = \eta_d \frac{X_{k(n)}}{\gamma_m} = \frac{\eta_d}{\gamma_m} m_X \{1 - k_n V_X\} \quad (\text{D.1})$$

donde:

η_d es el valor de cálculo del factor de conversión.

NOTA: La evaluación del factor de conversión correspondiente depende enormemente del tipo de ensayo y del tipo de material.

El valor de k_n puede obtenerse de la tabla D1.

- (2) Cuando se utilice la tabla D1, debe considerarse uno de los dos casos siguientes:

- La fila “ V_x conocido” debe utilizarse si se conoce con anterioridad el coeficiente de variación V_x , o un límite superior realista del mismo.

NOTA: El conocimiento previo puede provenir de la evaluación de ensayos previos en situaciones comparables. Lo que es “comparable” debe determinarse mediante criterio ingenieril (véase el apartado D.7.1(3)).

- La fila “ V_x desconocido” debe utilizarse si el coeficiente de variación V_x no se conoce con anterioridad y, por lo tanto, necesita estimarse a partir de la muestra como:

$$s_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum (x_i - m_x)^2 \quad (\text{D.2})$$

$$V_x = s_x / m_x \quad (\text{D.3})$$

- (3) El coeficiente parcial γ_m debe elegirse en concordancia con el campo de aplicación de los resultados del ensayo.

Tabla D1 Valores de k_n para el valor característico del 5%

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x conocido	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V_x desconocido	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

NOTA 1: Esta tabla se basa en la distribución Normal.

NOTA 2: Con una distribución log-normal la expresión (D.1) se convierte en:

$$X_d = \frac{\eta_d}{\gamma_m} \exp[m_y - k_n s_y]$$

donde:

$$m_y = \frac{1}{n} \sum \ln(x_i)$$

Si V_x es conocido previamente, $s_y = \sqrt{\ln(V_x^2 + 1)} \approx V_x$

Si V_x es desconocido a priori, $s_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (\ln x_i - m_y)^2}$

D.7.3 Evaluación directa del valor de cálculo para las comprobaciones en Estado Límite Último

(1) El valor de cálculo X_d de X debe hallarse utilizando:

$$X_d = \eta_d m_x \{1 - k_{d,n} V_x\} \quad (\text{D.4})$$

En este caso, η_d debe cubrir todas las incertidumbres que no cubran los ensayos.

(2) $k_{d,n}$ debe obtenerse de la tabla D2.

Tabla D2 Valores de $k_{d,n}$ para el valor de cálculo del Estado Límite Último

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x conocido	4,36	3,77	3,56	3,44	3,37	3,33	3,27	3,23	3,16	3,13	3,04
V_x desconocido	-	-	-	11,40	7,85	6,36	5,07	4,51	3,64	3,44	3,04

NOTA 1: Esta tabla se basa en la hipótesis de que el valor de cálculo corresponde al resultado del producto $\alpha_R \beta = 0,8 \times 3,8 = 3,04$ (véase el Apéndice C) y en que X sigue una distribución Normal. Esto da una probabilidad de que se produzca un valor inferior alrededor del 0,1%.

NOTA 2: Con una distribución log-normal, la expresión (D.4) se convierte en:

$$X_d = \eta_d \exp[m_y - k_{d,n} s_y]$$

D.8 Determinación estadística de modelos de resistencia

D.8.1 Generalidades

(1) El fin principal de esta cláusula es definir los procedimientos (métodos) para calibrar los modelos de resistencia y para deducir los valores de cálculo a partir de los ensayos tipo d) (véase el apartado D.3(1)). Se utilizará la información previa de la que se disponga (conocimientos o hipótesis).

(2) Debe desarrollarse un “modelo de cálculo”, basado en la observación del comportamiento real en ensayos y en las consideraciones teóricas, que permita la determinación de una función de resistencia. La validez de este modelo se comprobará a través de una interpretación estadística de todos los datos de ensayos disponibles. Si fuese necesario, se ajustará el modelo de cálculo hasta conseguir una correlación suficiente entre los valores teóricos y los resultados de los ensayos.

(3) También debe determinarse, a partir de ensayos, la desviación en la predicción obtenida al utilizar el modelo de cálculo. Esta desviación tendrá que combinarse con las desviaciones de otras variables de la función de resistencia con el fin de obtener un índice global de desviación. Estas otras variables incluyen:

- desviación en la resistencia y rigidez del material,
- desviación en las propiedades geométricos.

(4) La resistencia característica debe determinarse teniendo en cuenta las desviaciones de todas las variables.

(5) En el apartado D.5(1) se distinguen dos métodos distintos. Estos métodos se recogen en los apartados D.8.2 y D.8.3, respectivamente. Adicionalmente, en el apartado D.8.4 se dan algunas posibles simplificaciones.

Estos métodos se presentan como un número de pasos discretos y se hacen y explican algunas hipótesis acerca de la población del ensayo. Debe tenerse en cuenta que estas hipótesis no son más que recomendaciones que abarcan algunos de los casos más comunes.

D.8.2 Procedimiento de evaluación estándar (Método (a))

D.8.2.1 Generalidades

(1) En el procedimiento de evaluación estándar se hacen las siguientes hipótesis:

- a) la función de resistencia es una función de un número de variables independientes \underline{X} ,
- b) se dispone de un número suficiente de resultados de ensayos,
- c) se han medido todas las propiedades geométricas y del material correspondientes,
- d) no hay correlación (dependencia estadística) entre las variables en la función de resistencia,
- e) todas las variables siguen una distribución Normal o una log-normal.

NOTA: La adopción de una distribución log-normal para las variables tiene la ventaja de que no se pueden obtener valores negativos.

(2) El procedimiento estándar para el método D.5(1) a) comprende los siete pasos indicados en los apartados D.8.2.2.1 a D.8.2.2.7.

D.8.2.2 Procedimiento estándar

D.8.2.2.1 Paso 1: Desarrollar un modelo de cálculo

(1) Desarrollar un modelo de cálculo para la resistencia teórica r_t del elemento o detalle estructural considerado, representado por la función de resistencia:

$$r_t = g_{rt}(\underline{X}) \quad (\text{D.5})$$

(2) La función de resistencia debe abarcar todas las variables básicas \underline{X} que afecten a la resistencia en el estado límite correspondiente.

(3) Todos los parámetros básicos deben medirse para cada muestra i de ensayo (hipótesis (c) en el apartado D.8.2.1) y deben estar disponibles para su uso en la evaluación.

D.8.2.2.2 Paso 2: Comparar los valores experimentales y teóricos

- (1) Sustituir las propiedades reales medidas en la función de resistencia, de forma que se obtengan valores teóricos r_{ti} que formen la base de una comparación con los valores experimentales r_{ei} de los ensayos.
- (2) Los puntos que representan los pares de valores correspondientes (r_{ti}, r_{ei}) deben representarse en un diagrama como el indicado en la figura D1.

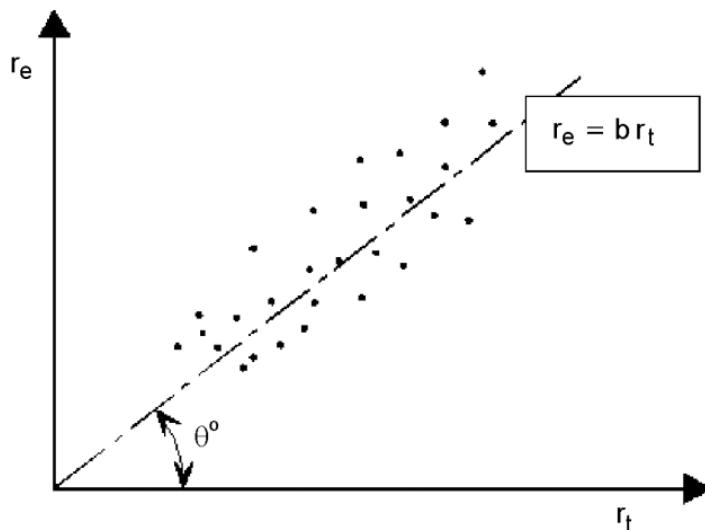


Figura D1 Diagrama $r_e - r_t$

- (3) Si la función de resistencia es exacta y completa, todos los puntos estarán en la línea $\theta = \pi/4$. En la práctica, los puntos mostrarán cierta dispersión, por lo que deberán investigarse las causas de cualquier desviación sistemática de aquella línea para comprobar si es indicativo de errores en los procedimientos de ensayo o en la función de resistencia.

D.8.2.2.3 Paso 3: Estimar el valor medio del factor de corrección b

- (1) Representar el modelo probabilístico de la resistencia r en la forma:

$$r = br_t \delta \quad (D.6)$$

donde:

b es el mejor ajuste “por mínimos cuadrados” para la pendiente, obtenido como:

$$b = \frac{\sum r_e r_t}{\sum r_t^2} \quad (D.7)$$

- (2) El valor medio de la función de resistencia teórica, calculado utilizando valores medios $\underline{X_m}$ de las variables básicas, puede obtenerse como:

$$r_m = br_t (\underline{X_m}) \delta = bg_{rt} (\underline{X_m}) \delta \quad (D.8)$$

D.8.2.2.4 Paso 4: Estimar el coeficiente de variación de los errores

- (1) El término de error δ_i para cada valor experimental r_{ei} debe determinarse a partir de la expresión (D.9):

$$\delta_i = \frac{r_{ei}}{br_{ti}} \quad (D.9)$$

(2) Debe determinarse un valor estimado V_δ a partir de los valores de δ_i calculando:

$$\Delta_i = \ln(\delta_i) \quad (\text{D.10})$$

(3) El valor estimado $\bar{\Delta}$ para $E(\Delta)$ debe obtenerse de:

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i \quad (\text{D.11})$$

(4) Este valor estimado s_Δ^2 debe obtenerse para σ_Δ^2 a partir de:

$$s_\Delta^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2 \quad (\text{D.12})$$

(5) La siguiente expresión puede utilizarse como el coeficiente de variación V_δ de los términos de error δ_i :

$$V_\delta = \sqrt{\exp(s_\Delta^2) - 1} \quad (\text{D.13})$$

D.8.2.2.5 Paso 5: Analizar la compatibilidad

(1) Debe analizarse la compatibilidad de la población del ensayo con las hipótesis hechas en la función de resistencia.

(2) Si la dispersión de los valores (r_{ti}, r_{ei}) es muy elevada para dar unas funciones económicas de cálculo de la resistencia, esta dispersión puede reducirse de una de las siguientes formas:

- a) corrigiendo el modelo de cálculo para tener en cuenta los parámetros que previamente hayan sido ignorados,
- b) modificando b y V_δ dividiendo la población total del ensayo en los subgrupos apropiados para los que la influencia de esos parámetros adicionales pueda considerarse constante.

(3) Para determinar qué parámetros tienen más influencia en la dispersión, los resultados de los ensayos pueden separarse en subgrupos en lo que respecta a estos parámetros.

NOTA: El propósito es mejorar la función de resistencia para los subgrupos mediante el análisis de cada uno de ellos utilizando el procedimiento estándar. La desventaja de separar los resultados de ensayo en subgrupos, es que el número de resultados de ensayos en cada subgrupo puede ser muy pequeño.

(4) Cuando se determinen los coeficientes percentiles k_n (véase el paso 7), el valor k_n para los subgrupos puede determinarse basándose en el número total de ensayos de las series originales.

NOTA: Se prestará atención al hecho de que la distribución de frecuencias para la resistencia puede describirse mejor mediante una función bi-modal o multi-modal. Pueden emplearse técnicas de aproximación especiales para transformar estas funciones en una distribución uni-modal.

D.8.2.2.6 Paso 6: Determinar los coeficientes de variación V_{xi} de las variables básicas

(1) Si se puede demostrar que la población del ensayo es completamente representativa de la variación en la realidad, entonces los coeficientes de variación V_{xi} de las variables básicas en la función de resistencia pueden determinarse a partir de los datos del ensayo. De todas formas, puesto que este no suele ser el caso, los coeficientes de variación V_{xi} tendrán que determinarse normalmente basándose en ciertos conocimientos previos.

D.8.2.2.7 Paso 7: Determinar el valor característico r_k de la resistencia

(1) Si la función de resistencia para j variables básicas es una función producto de la forma:

$$r = br_t \delta = b\{X_1 x X_2 \dots X_j\} \delta$$

el valor medio $E(r)$ puede obtenerse de:

$$E(r) = b\{E(X_1)x E(X_2) \dots E(X_j)\} = bg_{rt}(X_m) \quad (\text{D.14a})$$

y el coeficiente de variación V_r puede obtenerse de la función producto:

$$V_r^2 = (V_\delta^2 + 1)[\prod_{i=1}^j (V_{Xi}^2 + 1)] - 1 \quad (\text{D.14b})$$

(2) Alternativamente, para valores pequeños de V_δ^2 y V_{Xi}^2 se puede utilizar la siguiente aproximación para V_r :

$$V_r^2 = V_\delta^2 + V_{rt}^2 \quad (\text{D.15a})$$

con:

$$V_{rt}^2 = \sum_{i=1}^j V_{Xi}^2 \quad (\text{D.15b})$$

(3) Si la función de resistencia es una función más compleja, con la forma:

$$r = br_t \delta = bg_{rt}\{X_1, \dots, X_j\} \delta$$

el valor medio de $E(r)$ puede obtenerse de:

$$E(r) = bg_{rt}(E(X_1), \dots, E(X_j)) = bg_{rt}(X_m) \quad (\text{D.16a})$$

y el coeficiente de variación V_{rt} puede obtenerse a partir de:

$$V_{rt}^2 = \frac{\text{VAR}[g_{rt}(X)]}{g_{rt}^2(X_m)} \cong \frac{1}{g_{rt}^2(X_m)} x \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \sigma_i \right)^2 \quad (\text{D.16b})$$

(4) Si el número de ensayos es limitado (es decir, $n < 100$) deben tenerse en cuenta las incertidumbres estadísticas en la distribución de Δ . La distribución puede considerarse como una distribución t de Student con los parámetros $\bar{\Delta}$, V_Δ y n .

(5) En este caso, la resistencia característica r_k debe obtenerse de:

$$r_k = bg_{rt}(X_m) \exp(-k_\infty \alpha_{rt} Q_{rt} - k_n \alpha_\delta Q_\delta - 0,5Q^2) \quad (\text{D.17})$$

con:

$$Q_{rt} = \sigma_{\ln(rt)} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)} \quad (\text{D.18a})$$

$$Q_\delta = \sigma_{\ln(\delta)} = \sqrt{\ln(V_\delta^2 + 1)} \quad (\text{D.18b})$$

$$Q = \sigma_{\ln(r)} = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)} \quad (\text{D.18c})$$

$$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q} \quad (\text{D.19a})$$

$$\alpha_\delta = \frac{Q_\delta}{Q} \quad (\text{D.19b})$$

donde:

k_n es el coeficiente percentil característico de la tabla D1 para el caso de V_x desconocido

k_∞ es el valor de k_n para $n \rightarrow \infty$ [$k_\infty = 1,64$]

α_{rt} es el coeficiente de ponderación para Q_{rt}

α_δ es el coeficiente de ponderación para Q_δ .

NOTA: El valor de V_δ debe estimarse a partir del muestreo del ensayo considerado.

(6) Si se dispone de un mayor número de ensayos ($n \geq 100$), la resistencia característica r_k puede obtenerse de:

$$r_k = bg_{rt}(X_m)\exp(-k_{\infty}Q - 0,5Q^2) \quad (\text{D.20})$$

D.8.3 Procedimiento de evaluación estándar (Método (b))

(1) En este caso el procedimiento es el mismo que en D.8.2, excepto que el paso 7 se adapta reemplazando el coeficiente percentil característico k_n por el coeficiente percentil de cálculo $k_{d,n}$ igual al producto $\alpha_R\beta$ evaluado como $0,8 \times 3,8 = 3,04$ de acuerdo con la expresión comúnmente aceptada (véase el Apéndice C) para obtener el valor de cálculo de la resistencia r_d .

(2) Para el caso de un número limitado de ensayos, el valor de cálculo r_d debe obtenerse de:

$$r_d = bg_{rt}(X_m)\exp(-k_{d,\infty}\alpha_{rt}Q_{rt} - k_{d,n}\alpha_{\delta}Q_{\delta} - 0,5Q^2) \quad (\text{D.21})$$

donde:

$k_{d,n}$ es el coeficiente percentil de proyecto de la tabla D2 para el caso de “V_x desconocido”

$k_{d,\infty}$ es el valor de $k_{d,n}$ para $n \rightarrow \infty$ [$k_{d,\infty} = 3,04$].

NOTA: El valor de V_{δ} debe estimarse a partir del muestreo del ensayo considerado.

(3) Para el caso de un mayor número de ensayos, el valor de cálculo r_d puede obtenerse de:

$$r_d = bg_{rt}(X_m)\exp(-k_{d,\infty}Q - 0,5Q^2) \quad (\text{D.22})$$

D.8.4 Uso de información previa adicional

(1) Si ya se conocen la validez de la función de resistencia r_t y un límite superior (estimación conservadora) del coeficiente de variación V_r a partir de un número significativo de ensayos previos, se puede adoptar el siguiente procedimiento simplificado cuando se realicen más ensayos.

(2) Si solo se realiza un ensayo adicional, el valor característico r_k puede determinarse a partir del resultado r_e de este ensayo mediante la aplicación de:

$$r_k = \eta_k r_e \quad (\text{D.23})$$

donde:

η_k es el coeficiente de reducción aplicable en caso de tener información previa y que puede obtenerse de:

$$\eta_k = 0,9 \exp(-2,31V_r - 0,5V_r^2) \quad (\text{D.24})$$

donde:

V_r es el máximo coeficiente de variación observado en ensayos previos.

(3) Si se realizan dos o tres ensayos adicionales, el valor característico r_k puede determinarse a partir del valor medior_{em} de los resultados del ensayo aplicando:

$$r_k = \eta_k r_{em} \quad (\text{D.25})$$

donde:

η_k es un factor de reducción aplicable en el caso de tener información previa y que se puede obtener de:

$$\eta_k = \exp(-2,0V_r - 0,5V_r^2) \quad (\text{D.26})$$

donde:

V_r es el máximo coeficiente de variación observado en ensayos previos, siempre que cada valor extremo (máximo o mínimo) r_{ee} satisfaga la condición:

$$|r_{ee} - r_{em}| \leq 0,10r_{em} \quad (\text{D.27})$$

(4) Los valores del coeficiente de variación V_r recogidos en la tabla D3, pueden ser supuestos para los tipos de fallo a especificar (por ejemplo, en el anexo de este Código Estructural correspondiente), y conducir a los valores indicados de η_k de acuerdo con las expresiones (D.24) y (D.26).

Tabla D3 Factor de reducción η_k

Coeficiente de variación V_r	Factor de reducción η_k	
	Para 1 ensayo	Para 2 o 3 ensayos
0,05	0,80	0,90
0,11	0,70	0,80
0,17	0,60	0,70

ANEJO 19**Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación****Contenido****1 GENERALIDADES.**

1.1 ALCANCE.

1.1.1 *Alcance de los Anejos 19 a 21 del Código Estructural sobre Proyecto de estructuras de hormigón.*1.1.2 *Alcance del Anejo 19.*

1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA.

1.3 HIPÓTESIS.

1.5 DEFINICIONES.

1.5.1 *Generalidades.*1.5.2 *Términos y definiciones adicionales utilizadas en este anexo.*

1.5.2.1 Estructuras prefabricadas.

1.5.2.2 Elementos de hormigón en masa o ligeramente armados.

1.5.2.3 Armaduras activas no adherentes y externas.

1.5.2.4 Pretensado.

1.6 NOTACIÓN.

2 BASES DE CÁLCULO.

2.1 REQUISITOS.

2.1.1 *Requisitos básicos.*2.1.2 *Gestión de la fiabilidad.*2.1.3 *Vida útil de proyecto, durabilidad y gestión de la calidad.*

2.2 PRINCIPIOS DEL CÁLCULO EN ESTADOS LÍMITE.

2.3 VARIABLES BÁSICAS.

2.3.1 *Acciones e influencia de las condiciones ambientales.*

2.3.1.1 Generalidades.

2.3.1.2 Efectos térmicos.

2.3.1.3 Asientos/movimientos diferenciales.

2.3.1.4 Pretensado.

2.3.2 *Propiedades de materiales y productos.*

2.3.2.1 Generalidades.

2.3.2.2 Retracción y fluencia.

2.3.3 *Deformaciones del hormigón.*2.3.4 *Parámetros geométricos.*

2.3.4.1 Generalidades.

2.3.4.2 Requisitos complementarios para pilotes ejecutados in situ.

2.4 COMPROBACIÓN MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD.

2.4.1 *Generalidades.*2.4.2 *Valores de cálculo.*

2.4.2.1 Coeficiente parcial de seguridad para la retracción.

2.4.2.2 Coeficientes parciales de seguridad para el pretensado.

2.4.2.3 Coeficiente parcial de seguridad para las cargas de fatiga.

2.4.2.4 Coeficientes parciales de seguridad para los materiales.

2.4.2.5 Coeficientes parciales de seguridad para los materiales en cimentaciones.

2.4.2.6 Modificación del coeficiente parcial de seguridad del acero.

2.4.2.7 Modificación del coeficiente parcial de seguridad del hormigón.

2.4.3 *Combinación de acciones.*2.4.4 *Comprobación del equilibrio estático - EQU.*

2.5 PROYECTO ASISTIDO POR ENSAYOS.

2.6 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA CIMENTACIONES.

2.7 REQUISITOS PARA ANCLAJES.

3 MATERIALES.

3.1 HORMIGÓN .

- 3.1.1 *Generalidades.*
- 3.1.2 *Resistencia.*
- 3.1.3 *Deformación elástica.*
- 3.1.4 *Fluencia y retracción.*
- 3.1.5 *Diagrama tensión–deformación para el análisis no lineal.*
- 3.1.6 *Resistencias de cálculo a compresión y tracción.*
- 3.1.7 *Diagrama tensión-deformación para el cálculo de secciones transversales.*
- 3.1.8 *Resistencia a flexo-tracción.*
- 3.1.9 *Hormigón confinado.*

3.2 ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS.

- 3.2.1 *Generalidades.*
- 3.2.2 *Propiedades.*
- 3.2.3 *Resistencia.*
- 3.2.4 *Características de ductilidad.*
- 3.2.5 *Soldaduras.*
- 3.2.6 *Fatiga.*
- 3.2.7 *Hipótesis de cálculo.*

3.3 ACERO PARA ARMADURAS ACTIVAS.

- 3.3.1 *Generalidades.*
- 3.3.2 *Propiedades.*
- 3.3.6 *Hipótesis de cálculo.*
- 3.3.7 *Armadura activa en vainas.*

3.4 DISPOSITIVOS DE PRETENSADO.

- 3.4.1 *Anclajes y acopladores.*
 - 3.4.1.1 Generalidades.
- 3.4.2 *Armaduras activas externas no adherentes.*
 - 3.4.2.1 Generalidades.
 - 3.4.2.2 Anclajes.

4 DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE LAS ARMADURAS.

4.1 GENERALIDADES

4.2 CONDICIONES AMBIENTALES.

4.3 REQUISITOS PARA LA DURABILIDAD.

4.4 MÉTODOS DE COMPROBACIÓN.

- 4.4.1 *Recubrimiento del hormigón.*
 - 4.4.1.1 Generalidades.
 - 4.4.1.2 Recubrimiento mínimo, *cmin*.
 - 4.4.1.3 Tolerancias en el cálculo para las desviaciones de la ejecución.

5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

5.1 GENERALIDADES.

- 5.1.1 *Requisitos generales.*
- 5.1.2 *Requisitos especiales para las cimentaciones.*
- 5.1.3 *Hipótesis de carga y combinaciones.*
- 5.1.4 *Efectos de segundo orden.*

- 5.2 IMPERFECCIONES GEOMÉTRICAS.
- 5.3 MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.
- 5.3.1 *Modelos estructurales para análisis global.*
- 5.3.2 *Parámetros geométricos.*
- 5.3.2.1 Ancho eficaz de las alas (para la comprobación de todos los estados límite).
- 5.3.2.2 Luz efectiva de vigas y losas en edificación.
- 5.4 ANÁLISIS ELÁSTICO LINEAL.
- 5.5 ANÁLISIS ELÁSTICO LINEAL CON REDISTRIBUCIÓN LIMITADA.
- 5.6 ANÁLISIS PLÁSTICO.
- 5.6.1 *Generalidades.*
- 5.6.2 *Análisis plástico de vigas, estructuras y losas.*
- 5.6.3 *Capacidad de giro.*
- 5.6.4 *Análisis mediante modelos de bielas y tirantes.*
- 5.7 ANÁLISIS NO LINEAL.
- 5.8 ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN CON ESFUERZO AXIL .
- 5.8.1 *Definiciones.*
- 5.8.2 *Generalidades.*
- 5.8.3 *Criterios de simplificación para los efectos de segundo orden.*
- 5.8.3.1 Criterio de esbeltez para elementos aislados .
- 5.8.3.2 Esbeltez y longitud efectiva de elementos aislados.
- 5.8.3.3 Efectos globales de segundo orden en edificación .
- 5.8.4 *Fluencia.*
- 5.8.5 *Métodos de cálculo.*
- 5.8.6 *Método general.*
- 5.8.7 *Método basado en la rigidez nominal.*
- 5.8.7.1 Generalidades.
- 5.8.7.2 Rigidez nominal.
- 5.8.7.3 Coeficiente de mayoración de momentos .
- 5.8.8 *Método basado en la curvatura nominal.*
- 5.8.8.1 Generalidades.
- 5.8.8.2 Momentos flectores.
- 5.8.8.3 Curvatura.
- 5.8.9 *Flexión esviada.*
- 5.9 INESTABILIDAD LATERAL DE VIGAS ESBELTAS.
- 5.10 ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS PRETENSADOS.
- 5.10.1 *Generalidades.*
- 5.10.2 *Fuerza de pretensado durante el tesado.*
- 5.10.2.1 Fuerza máxima de pretensado.
- 5.10.2.2 Limitación de las tensiones en el hormigón.
- 5.10.2.3 Mediciones.
- 5.10.3 *Fuerza de pretensado.*
- 5.10.4 *Pérdidas instantáneas del pretensado con armaduras pretesas.*
- 5.10.5 *Pérdidas instantáneas del pretensado con armaduras postesas.*
- 5.10.5.1 Pérdidas debidas a la deformación instantánea del hormigón.
- 5.10.5.2 Pérdidas por rozamiento.
- 5.10.5.3 Pérdidas en el anclaje.
- 5.10.6 *Pérdidas diferidas del pretensado para armaduras pretesas y postesas.*
- 5.10.7 *Consideración del pretensado en el cálculo.*
- 5.10.8 *Efectos del pretensado en el Estado Límite Último .*
- 5.10.9 *Efectos del pretensado en el Estado Límite de Servicio y en el estado límite de fatiga.*

5.11 ANÁLISIS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARTICULARES.

6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU).

6.1 FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA.

6.2 ESFUERZO CORTANTE.

6.2.1 *Procedimiento general de comprobación.*

6.2.2 *Elementos que no requieren armadura de cortante.*

6.2.3 *Elementos que requieren armadura de cortante.*

6.2.4 *Esfuerzo rasante entre el alma y las alas en secciones en T.*

6.2.5 *Esfuerzo rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades.*

6.3 TORSIÓN.

6.3.1 *Generalidades.*

6.3.2 *Procedimiento de cálculo.*

6.3.3 *Alabeo producido por torsión.*

6.4 PUNZONAMIENTO.

6.4.1 *Generalidades.*

6.4.2 *Distribución de cargas y perímetro crítico.*

6.4.3 *Cálculo de la resistencia a punzonamiento.*

6.4.4 *Resistencia a punzonamiento de losas y bases de pilares sin armadura de punzonamiento.*

6.4.5 *Resistencia a punzonamiento de losas y bases de pilares con armadura de punzonamiento.*

6.5 CÁLCULO MEDIANTE MODELOS DE BIELAS Y TIRANTES.

6.5.1 *Generalidades.*

6.5.2 *Bielas.*

6.5.3 *Tirantes.*

6.5.4 *Nudos.*

6.6 ANCLAJES Y SOLAPES.

6.7 ZONAS PARCIALMENTE CARGADAS.

6.8 FATIGA .

6.8.1 *Condiciones de comprobación.*

6.8.2 *Esfuerzos y tensiones para la comprobación en fatiga .*

6.8.3 *Combinación de acciones.*

6.8.4 *Procedimiento de comprobación para armaduras pasivas y activas.*

6.8.5 *Comprobaciones utilizando el rango de tensiones de daño equivalente.*

6.8.6 *Otras comprobaciones .*

6.8.7 *Comprobación del hormigón sometido a compresión o a cortante .*

7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS).

7.1 GENERALIDADES.

7.2 LIMITACIÓN DE TENSIONES.

7.3 CONTROL DE LA FISURACIÓN.

7.3.1 *Consideraciones generales.*

7.3.2 *Áreas mínimas de armadura.*

7.3.3 *Control de la fisuración sin cálculo directo.*

7.3.4 *Cálculo de la abertura de fisura.*

7.4 CONTROL DE DEFORMACIONES .

7.4.1 *Consideraciones generales.*

7.4.2 *Casos en lo que se pueden omitir los cálculos.*

7.4.3 *Comprobación de las deformaciones mediante el cálculo.*

8 DETALLES DE ARMADO PARA ARMADURAS PASIVAS Y ACTIVAS. GENERALIDADES.

- 8.1 GENERALIDADES.
- 8.2 SEPARACIÓN ENTRE BARRAS.
- 8.3 DIÁMETROS ADMISIBLE DE LOS MANDRILES PARA EL DOBLADO DE BARRAS.
- 8.4 ANCLAJE DE LA ARMADURA LONGITUDINAL.
 - 8.4.1 *Generalidades*.
 - 8.4.2 *Tensión última de adherencia*.
 - 8.4.3 *Longitud básica de anclaje*.
 - 8.4.4 *Longitud neta de anclaje*.
- 8.5 ANCLAJE DE CERCOS Y ARMADURAS DE CORTANTE.
- 8.6 ANCLAJE MEDIANTE BARRAS SOLDADAS.
- 8.7 SOLAPES Y EMPALMES MECÁNICOS.
 - 8.7.1 *Generalidades*.
 - 8.7.2 *Solapes*.
 - 8.7.3 *Longitud de solape*.
 - 8.7.4 *Armadura transversal en la zona de solape*.
 - 8.7.4.1 Armadura transversal para barras sometidas a tracción.
 - 8.7.4.2 Armadura transversal para barras sometidas permanentemente a compresión.
 - 8.7.5 *Solapes para mallas electrosoldadas*.
 - 8.7.5.1 Solape de la armadura principal.
 - 8.7.5.2 Solape de armadura secundaria o de reparto.
- 8.8 REGLAS ADICIONALES PARA BARRAS DE GRAN DIÁMETRO.
- 8.9 GRUPO DE BARRAS.
 - 8.9.1 *Generalidades*.
 - 8.9.2 *Anclaje de grupos de barras*.
 - 8.9.3 *Solape de grupos de barras*.
- 8.10 ARMADURAS ACTIVAS.
 - 8.10.1 *Disposición de las armaduras de pretensado y de las vainas*.
 - 8.10.1.1 Generalidades.
 - 8.10.1.2 Armadura activa pretesa.
 - 8.10.1.3 Vainas de postesado.
 - 8.10.2 *Anclaje de la armadura activa pretesa*.
 - 8.10.2.1 Generalidades.
 - 8.10.2.2 Transferencia de los esfuerzos de pretensado.
 - 8.10.2.3 Anclaje de la armadura activa en el Estado Límite Último.
 - 8.10.3 *Zonas de anclaje de elementos postesos*.
 - 8.10.4 *Anclajes y acopladores para armaduras de pretensado*.
 - 8.10.5 *Desviadores*.

9 DETALLES DE ARMADO DE ELEMENTOS Y REGLAS PARTICULARES.

- 9.1 GENERALIDADES.
- 9.2 VIGAS.
 - 9.2.1 *Armadura longitudinal*.
 - 9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura.
 - 9.2.1.2 Otros detalles de armado.
 - 9.2.1.3 Decalaje de la armadura longitudinal de tracción.
 - 9.2.1.4 Anclaje de la armadura inferior en los apoyos extremos.
 - 9.2.1.5 Anclaje de la armadura inferior en los apoyos intermedios.
 - 9.2.2 *Armadura de cortante*.

- 9.2.3 *Armadura de torsión.*
9.2.4 *Armadura de piel.*
9.2.5 *Apoyos indirectos.*
- 9.3 LOSAS MACIZAS .
9.3.1 *Armaduras de flexión .*
9.3.1.1 Generalidades.
9.3.1.2 Armadura de losas en las zonas cercanas a los apoyos.
9.3.1.3 Armadura de las esquinas.
9.3.1.4 Armadura de los bordes libres de la losa.
- 9.3.2 *Armadura de cortante.*
- 9.4 LOSAS PLANAS .
9.4.1 *Losa en pilares interiores.*
9.4.2 *Losa en pilares de borde y de esquina.*
9.4.3 *Armadura de punzonamiento.*
- 9.5 PILARES .
9.5.1 *Generalidades.*
9.5.2 *Armadura longitudinal.*
9.5.3 *Armadura transversal.*
- 9.6 MUROS .
9.6.1 *Generalidades.*
9.6.2 *Armadura vertical.*
9.6.3 *Armadura horizontal.*
9.6.4 *Armadura transversal.*
- 9.7 VIGAS DE GRAN CANTO .
- 9.8 CIMENTACIONES .
9.8.1 *Encepados .*
9.8.2 *Zapatas de pilares y muros .*
9.8.2.1 Generalidades.
9.8.2.2 Anclaje de barras.
9.8.3 *Vigas de atado .*
9.8.4 *Zapatas de pilares sobre roca .*
- 9.9 REGIONES CON DISCONTINUIDAD EN LA GEOMETRÍA O EN LAS ACCIONES .
- 9.10 ARMADURAS DE ATADO .
9.10.1 *Generalidades.*
9.10.2 *Dimensionamiento de las armaduras de atado .*
9.10.2.1 Generalidades.
9.10.2.2 Armaduras de atado perimetrales.
9.10.2.3 Armaduras de atado interiores.
9.10.2.4 Armaduras de atado horizontales de pilares y/o muros.
9.10.2.5 Armaduras de atado verticales.
9.10.3 *Continuidad y anclaje de las armaduras de atado .*

10 REGLAS ADICIONALES PARA ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN.

- 10.1 GENERALIDADES .
10.1.1 *Términos específicos utilizados en este capítulo .*
- 10.2 BASES DEL CÁLCULO, REQUISITOS FUNDAMENTALES .
- 10.3 MATERIALES .
10.3.1 *Hormigón .*
10.3.1.1 Resistencia.
10.3.1.2 Fluencia y retracción .

- 10.3.2 *Armadura activa.*
10.3.2.1 Propiedades mecánicas de la armadura activa.
- 10.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.
10.5.1 *Generalidades.*
10.5.2 *Pérdidas del pretensado.*
- 10.9 REGLAS PARTICULARES PARA EL CÁLCULO Y DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO.
10.9.1 *Momentos de empotramiento en losas.*
10.9.2 *Unión de muro con forjado.*
10.9.3 *Sistemas de forjados.*
10.9.4 *Uniones y apoyos de los elementos prefabricados.*
10.9.4.1 Materiales.
10.9.4.2 Reglas generales para el dimensionamiento y definición de los detalles relativos a las uniones.
10.9.4.3 Uniones que transmiten esfuerzos de compresión.
10.9.4.4 Uniones que transmiten los esfuerzos cortantes.
10.9.4.5 Uniones que transmiten momentos flectores o esfuerzos de tracción.
10.9.4.6 Juntas a media madera.
10.9.4.7 Anclaje de las armaduras en los apoyos.
- 10.9.5 *Apoyos.*
10.9.5.1 Generalidades.
10.9.5.2 Apoyos para elementos conectados (no aislados).
10.9.5.3 Apoyos para elementos aislados.
- 10.9.6 *Cimentaciones en cáliz.*
10.9.6.1 Generalidades.
10.9.6.2 Cáliz con llaves en su superficie .
10.9.6.3 Cálices con superficies lisas.
- 10.9.7 *Sistemas de atado.*

11 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN CON ÁRIDOS LIGEROS.

- 11.1 GENERALIDADES.
11.1.1 *Alcance.*
11.1.2 *Notación específica .*
- 11.2 BASES DE CÁLCULO.
- 11.3 MATERIALES.
11.3.1 *Hormigón.*
11.3.2 *Deformación elástica.*
11.3.3 *Fluencia y retracción.*
11.3.4 *Diagramas tensión-deformación para el análisis estructural no lineal.*
11.3.5 *Valores de cálculo de las resistencias a tracción y a compresión.*
11.3.6 *Diagrama tensión-deformación para el cálculo de las secciones.*
11.3.7 *Hormigón confinado.*
- 11.4 DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE LA ARMADURA.
11.4.1 *Condiciones ambientales.*
11.4.2 *Recubrimiento y propiedades del hormigón.*
- 11.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.
11.5.1 *Capacidad de giro.*
- 11.6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.
11.6.1 *Elementos que no requieren armadura de cortante.*
11.6.2 *Elementos que requieren armadura de cortante.*
11.6.3 *Torsión.*
11.6.3.1 Procedimiento de cálculo.

11.6.4 *Punzonamiento.*

11.6.4.1 Resistencia a punzonamiento de losas y bases de pilares sin armadura de cortante.

11.6.4.2 Resistencia a punzonamiento de losas y bases de pilares con armadura de cortante.

11.6.5 *Áreas parcialmente cargadas.*11.6.6 *Fatiga.*

11.7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

11.8 DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE ARMADO. GENERALIDADES.

11.8.1 *Diámetros admisibles de los mandriles para el doblado de las barras.*11.8.2 *Tensión última de adherencia.*

11.9 DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE ARMADO DE LOS ELEMENTOS Y REGLAS PARTICULARES.

11.10 REGLAS ADICIONALES PARA ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO.

11.11 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN EN MASA Y LIGERAMENTE ARMADO.

12 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN EN MASA Y LIGERAMENTE ARMADO.

12.1 GENERALIDADES.

12.3 MATERIALES.

12.3.1 *Hormigón: hipótesis de cálculo adicionales.*

12.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL: ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.

12.6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.

12.6.1 *Resistencia de cálculo a flexión y a esfuerzo axil.*12.6.2 *Fallo local.*12.6.3 *Cortante.*12.6.4 *Torsión.*12.6.5 *Estados Límite Últimos inducidos por deformación estructural (pandeo).*

12.6.5.1 Esbeltez de pilares y muros.

12.6.5.2 Método simplificado de cálculo para muros y pilares.

12.7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

12.9 DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO DE LOS ELEMENTOS Y REGLAS PARTICULARES.

12.9.1 *Elementos estructurales.*12.9.2 *Juntas de construcción.*12.9.3 *Zapatas corridas y aisladas.***APÉNDICE A RECOMENDACIONES PARA LA MODIFICACIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE LOS MATERIALES.**

A.1 GENERALIDADES.

A.2 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN IN SITU.

A.2.1 *Reducción basada en el control de calidad e imperfecciones reducidas.*A.2.2 *Reducción basada en la utilización de datos geométricos reducidos o medidos en el cálculo.*A.2.3 *Reducción basada en la evaluación de la resistencia del hormigón en la estructura finalizada.*

A.3 PRODUCTOS PREFABRICADOS.

A.3.1 *Generalidades.*A.3.2 *Coeficientes parciales para los materiales.*

A.4 ELEMENTOS PREFABRICADOS.

APÉNDICE B MÉTODOS RECOMENDADOS PARA ESTIMAR LA DEFORMACIÓN DE FLUENCIA Y RETRACCIÓN.

B.1 ECUACIONES BÁSICAS PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE FLUENCIA.

B.2 ECUACIONES BÁSICAS PARA DETERMINAR LA DEFORMACIÓN DE RETRACCIÓN POR SECADO.

APÉNDICE C PROPIEDADES DEL ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS ADECUADAS PARA SU UTILIZACIÓN CON ESTE ANEJO

APÉNDICE D PROPUESTA DE MÉTODO DE CÁLCULO DETALLADO DE LAS PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN DEL PRETENSADO.

D.1 GENERALIDADES.

APÉNDICE E CLASES RESISTENTES INDICATIVAS PARA LA DURABILIDAD.

E.1 GENERALIDADES.

APÉNDICE F EXPRESIONES RECOMENDADAS PARA LA ARMADURA DE TRACCIÓN BAJO CONDICIONES DE TENSIÓN PLANA

F.1 GENERALIDADES

APÉNDICE G RECOMENDACIONES PARA LA CONSIDERACIÓN DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.

G.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

G.1.1 *Generalidades.*

G.1.2 *Niveles de análisis.*

APÉNDICE H PROPUESTA PARA LA CONSIDERACIÓN DE LOS EFECTOS GLOBALES DE SEGUNDO ORDEN EN LAS ESTRUCTURAS.

H.1 CRITERIOS PARA DESPRECIAR LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN.

H.1.1 *Generalidades.*

H.1.2 *Sistema de arriostramiento sin deformaciones significativas de cortante.*

H.1.3 *Sistema de arriostramiento con deformaciones significativas de cortante.*

H.2 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LOS EFECTOS GLOBALES DE SEGUNDO ORDEN.

APÉNDICE I RECOMENDACIONES PARA EL ANÁLISIS DE LOSAS PLANAS Y PANTALLAS.

I.1 LOSAS PLANAS.

I.1.1 *Generalidades.*

I.1.2 *Cálculo del pórtico equivalente.*

I.1.3 *Distribución irregular de los pilares.*

I.2 PANTALLAS .

APÉNDICE J EJEMPLOS DE DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO PARA SITUACIONES PARTICULARES.

J.1 ARMADURA DE PIEL .

J.2 ESQUINAS DE PÓRTICOS.

J.2.1 *Generalidades.*

J.2.2 *Esquinas de pórticos con momentos negativos.*

J.2.3 *Esquinas de pórticos con momentos positivos .*

J.3 MÉNSULAS CORTAS.

1 Generalidades

1.1 Alcance

1.1.1 Alcance de los Anejos 19 a 21 del Código Estructural sobre Proyecto de estructuras de hormigón.

(1) Los Anejos 19 a 21 del Código Estructural son de aplicación a proyectos de edificación y obra civil de obras de hormigón en masa, armado y pretensado. Cumplen con los principios y requisitos de seguridad y servicio establecidos en el Capítulo 3, así como con las bases de cálculo y comprobación establecidas en el Anejo 18 del Código Estructural.

(2) Estos anejos únicamente hacen referencia a los requisitos de resistencia, comportamiento en servicio, durabilidad y resistencia al fuego de las estructuras de hormigón. No se consideran otros requisitos como, por ejemplo, los relativos al aislamiento térmico o acústico.

(3) Los Anejos 19 a 21 del Código Estructural están planteados para su utilización de forma conjunta con el resto de este Código.

NOTA: La numeración de los apartados de este Anejo en ocasiones no es consecutiva, a semejanza de la estructura de la correspondiente norma de Eurocódigo.

1.1.2 Alcance del Anejo 19

(1) El Anejo 19 establece unas bases generales para el proyecto de estructuras de hormigón en masa, armado y pretensado, elaboradas con áridos normales y ligeros, así como criterios específicos para su empleo en edificación.

(2) En este anexo se tratan las siguientes materias:

Apartado 1: Generalidades.

Apartado 2: Bases de proyecto.

Apartado 3: Materiales.

Apartado 4: Durabilidad y recubrimiento de las armaduras.

Apartado 5: Análisis estructural.

Apartado 6: Estados Límite Últimos (ELU).

Apartado 7: Estados Límite de Servicio (ELS).

Apartado 8: Detalles de armado para armaduras pasivas y activas. Generalidades.

Apartado 9: Detalles de armado de elementos y reglas particulares.

Apartado 10: Reglas adicionales para elementos y estructuras prefabricadas de hormigón.

Apartado 11: Estructuras de hormigón con áridos ligeros.

Apartado 12: Estructuras de hormigón en masa y ligeramente armado.

(3) Los apartados 1 y 2 incluyen requisitos adicionales a los establecidos en el Anejo 18 de este Código Estructural.

(4) Este anexo no contempla:

- la utilización de armaduras lisas,
- la resistencia al fuego;
- aspectos particulares de edificaciones especiales (como edificios altos),

- aspectos particulares de determinados tipos de obra civil (como viaductos, puentes, presas, depósitos a presión, plataformas offshore o balsas de almacenamiento de líquidos),
- elementos de hormigón sin finos u hormigón celular, así como aquellos fabricados con áridos pesados o que contengan perfiles de acero estructural (véanse los Anejos 30 a 32 del Código Estructural para estructuras mixtas de hormigón y acero).

1.2 Normativa de referencia

Las normas citadas en este anexo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 de este Código Estructural.

1.3 Hipótesis

(1) Además de las hipótesis generales del Anejo 18 serán de aplicación las siguientes:

- Las estructuras están calculadas por personal debidamente cualificado y con experiencia.
- Se establece una supervisión y control de calidad adecuados en fábrica, en plantas y en obra.
- La construcción se lleva a cabo por personal cualificado y con experiencia.
- Los materiales y productos de construcción se utilizan según se especifica en este Código Estructural.
- El mantenimiento de la estructura es el adecuado.
- La estructura se utiliza de acuerdo con las instrucciones del proyecto.
- Se cumplen los requisitos de ejecución establecidos en el Capítulo 11 de este Código Estructural.

1.5 Definiciones

1.5.1 Generalidades

(1) Serán de aplicación los términos y definiciones que se establecen en el Anejo 18 de este Código Estructural.

1.5.2 Términos y definiciones adicionales utilizadas en este anexo

1.5.2.1 Estructuras prefabricadas

Las estructuras prefabricadas son aquellas que están formadas por elementos estructurales fabricados en un lugar diferente al de su emplazamiento final. En la estructura, los elementos se unen para asegurar la integridad estructural.

1.5.2.2 Elementos de hormigón en masa o ligeramente armados

Elementos estructurales de hormigón que no tienen armadura (hormigón en masa) o tienen una cuantía inferior a la mínima establecida en el apartado 9.

1.5.2.3 Armaduras activas no adherentes y externas

Armadura activa no adherente en elementos postesados cuyas vainas se encuentran sin inyectar de forma permanente y armadura activa externa a la sección transversal de hormigón (que puede embeberse en el hormigón tras el tesado o tener una membrana de protección).

1.5.2.4 Pretensado

Proceso consistente en la aplicación de fuerzas a la estructura de hormigón mediante el tesado de la armadura activa incorporada al elemento de hormigón. El concepto de “pretensado” se utiliza generalmente para referirse a todos los efectos permanentes del proceso de pretensado, que comprende tanto los esfuerzos en las secciones como las deformaciones de la estructura. En este anexo no se consideran otros significados para el pretensado.

1.6 Notación

En este anexo se utiliza la siguiente notación:

Letras latinas mayúsculas:

A	Acción accidental
A	Área de la sección transversal
A_c	Área de la sección transversal de hormigón
A_p	Área de la armadura activa
A_s	Área de la armadura pasiva
$A_{s,min}$	Área mínima de armadura pasiva
A_{sw}	Área de la armadura de cortante
D	Diámetro del mandril
D_{Ed}	Coeficiente de daño por fatiga
E	Efecto de una acción
$E_c, E_{c(28)}$	Módulo de elasticidad tangente de un hormigón de densidad normal a una tensión de $\sigma_c = 0$ a la edad de 28 días
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidad efectivo del hormigón
E_{cd}	Valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón
E_{cm}	Módulo de elasticidad secante del hormigón
$E_c(t)$	Módulo de elasticidad tangente de un hormigón de densidad normal a una tensión de $\sigma_c = 0$ a la edad de t días
E_p	Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura activa
E_s	Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura pasiva
EI	Rigidez a flexión
ELS	Estado Límite de Servicio
ELU	Estado Límite Último
EQU	Equilibrio estático
F	Acción
F_d	Valor de cálculo de una acción
F_k	Valor característico de una acción
G_k	Valor característico de una acción permanente

I	Momento de inercia de la sección de hormigón
L	Longitud
M	Momento flector
M_{Ed}	Momento flector de cálculo
N	Esfuerzo axil o normal
N_{Ed}	Esfuerzo axil de cálculo (tracción o compresión)
P	Fuerza de pretensado
P_0	Fuerza inicial en el extremo activo de la armadura activa en el momento inmediatamente después de la puesta en tensión
Q_k	Valor característico de una acción variable
Q_{fat}	Valor característico de una carga de fatiga
R	Resistencia
S	Esfuerzos y momentos internos
S	Momento estático
T	Momento torsor
T_{Ed}	Momento torsor de cálculo
V	Esfuerzo cortante
V_{Ed}	Esfuerzo cortante de cálculo

Letras latinas minúsculas

a	Distancia
a	Datos geométricos
Δa	Tolerancia para los datos geométricos
b	Ancho de una sección, o ancho real del ala de una viga en T o en L
b_w	Ancho del alma en vigas T, I o L
d	Diámetro; canto
d	Canto útil de una sección
d_g	Tamaño máximo del árido
e	Excentricidad
f_c	Resistencia del hormigón a compresión
f_{cd}	Resistencia de cálculo del hormigón a compresión
f_{ck}	Resistencia característica a compresión del hormigón sobre probeta cilíndrica a los 28 días
f_{cm}	Valor medio de la resistencia a compresión del hormigón sobre probeta cilíndrica
f_{ctk}	Resistencia característica del hormigón a tracción
f_{ctm}	Valor medio de la resistencia del hormigón a tracción

f_p	Resistencia a tracción de la armadura activa
f_{pk}	Resistencia característica a tracción de la armadura activa
$f_{p0,1}$	Límite elástico convencional al 0,1% del acero de pretensado
$f_{p0,1k}$	Límite elástico característico al 0,1% del acero de pretensado
$f_{0,2k}$	Límite elástico característico al 0,2% de la armadura pasiva
f_t	Resistencia a tracción de la armadura pasiva
f_{tk}	Resistencia característica a tracción de la armadura pasiva
f_y	Límite elástico de la armadura pasiva
f_{yd}	Límite elástico de cálculo de la armadura pasiva
f_{yk}	Límite elástico característico de la armadura pasiva
f_{ywd}	Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante
h	Altura
h	Canto total de la sección
i	Radio de giro
k	Coeficiente; factor
l	Longitud, vano o altura
m	Masa
r	Radio
$1/r$	Curvatura de una sección particular
t	Espesor
t	Instante de tiempo considerado
t_0	Edad del hormigón al comienzo de la puesta en carga
u	Perímetro de la sección de hormigón, que tiene un área A_c
u, v, w	Componentes de desplazamiento de un punto
x	Profundidad de la fibra neutra
x, y, z	Coordenadas
z	Brazo mecánico de los esfuerzos

Letras griegas minúsculas

α	Ángulo; ratio
β	Ángulo, ratio; coeficiente
γ	Coeficiente parcial
γ_A	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones accidentales A
γ_C	Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón
γ_F	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones, F

$\gamma_{F,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad parcial para las acciones de fatiga
$\gamma_{C,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad parcial para la fatiga del hormigón
γ_G	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones permanentes, G
γ_M	Coeficiente parcial de seguridad para una propiedad del material, teniendo en cuenta sus incertidumbres, la desviación geométrica y el modelo de cálculo utilizado
γ_P	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones de pretensado, P
γ_Q	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones variables, Q
γ_S	Coeficiente parcial de seguridad para las armaduras pasivas o activas
$\gamma_{S,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad para las armaduras activas bajo carga cíclica
γ_f	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones, pero sin tener en cuenta las incertidumbres del modelo
γ_g	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones permanentes, pero sin tener en cuenta las incertidumbres del modelo
γ_m	Coeficientes parciales para la propiedad de un material, teniendo en cuenta únicamente las incertidumbres de esa propiedad
δ	Incremento; coeficiente de redistribución
ζ	Coeficiente de reducción o de distribución
ε_c	Deformación del hormigón a compresión
ε_{c1}	Deformación del hormigón a compresión bajo tensión máxima f_c
ε_{cu}	Deformación última del hormigón a compresión
ε_u	Deformación de la armadura pasiva o activa bajo carga máxima
ε_{uk}	Deformación característica de la armadura pasiva o activa bajo carga máxima
θ	Ángulo
λ	Ebeltez
μ	Coeficiente de rozamiento entre las armaduras activas y sus vainas
ν	Coeficiente de Poisson
ν	Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por cortante
ξ	Relación entre la resistencia adherente de la armadura activa y pasiva
ρ	Densidad seca del hormigón (mediante secado en estufa) en kg/m^3
ρ_{1000}	Valor de la pérdida por relajación (en %) a 1000 horas después de la puesta en carga a una temperatura media de 20°C
ρ_l	Cuantía de armadura longitudinal
ρ_w	Cuantía de armadura de cortante
σ_c	Tensión de compresión en el hormigón
σ_{cp}	Tensión de compresión en el hormigón para esfuerzos normales o de pretensado
σ_{cu}	Tensión de compresión en el hormigón correspondiente a la deformación última ε_{cu}
τ	Tensión tangencial de torsión

ϕ	Diámetro de una barra de armadura o de una vaina de pretensado
ϕ_n	Diámetro equivalente de un grupo de barras de armadura
$\varphi(t, t_0)$	Coeficiente de fluencia definido entre un tiempo t y t_0 relativo a una deformación elástica a los 28 días
$\varphi(\infty, t_0)$	Coeficiente de fluencia a tiempo infinito
ψ	Coeficientes que definen los valores representativos de las acciones variables
- ψ_0	para los valores de combinación,
- ψ_1	para los valores frecuentes,
- ψ_2	para los valores quasi-permanentes.

2 Bases de cálculo

2.1 Requisitos

2.1.1 Requisitos básicos

(1) El cálculo de las estructuras de hormigón se realizará de acuerdo con las reglas generales establecidas en el Anejo 18 de este Código Estructural.

(2) Serán también de aplicación las disposiciones complementarias establecidas en este apartado para las estructuras de hormigón.

(3) Se considerará que las estructuras de hormigón satisfacen los requisitos básicos del Artículo 5 de este Código Estructural, cuando se aplique de forma conjunta lo siguiente:

- cálculo por el método de los estados límite junto con el método de los coeficientes parciales, de acuerdo con el Anejo 18,
- acciones de acuerdo con la reglamentación específica vigente,
- combinación de acciones de acuerdo con el Anejo 18 y
- resistencia, durabilidad y comportamiento en servicio de acuerdo con este anexo.

NOTA: Los requisitos para la resistencia al fuego (véanse el apartado 5 de Anejo 18 y el Anejo 20 del Código Estructural), pueden dictar un tamaño de los elementos estructurales mayor al requerido para la resistencia a temperatura normal.

2.1.2 Gestión de la fiabilidad

(1) Las normas para la gestión de la fiabilidad se establecen en el apartado 2 del Anejo 18 de este Código Estructural.

(2) Se considera que un cálculo realizado con el método de los coeficientes parciales de acuerdo con este anexo (véase el apartado 2.4), así como con el método de los coeficientes parciales establecido en los apéndices del Anejo 18 de este Código Estructural conlleva un nivel de fiabilidad de Clase RC2.

NOTA: Para más información véase los Apéndices B y C del Anejo 18.

2.1.3 Vida útil de proyecto, durabilidad y gestión de la calidad

(1) Las reglas relativas a la vida útil de proyecto, la durabilidad y la gestión de la calidad se establecen en el Artículo 5 de este Código Estructural y en el apartado 2 del Anejo 18.

2.2 Principios del cálculo en estados límite

(1) Las reglas para el cálculo de los estados límite se establecen en el Capítulo 3 de este Código Estructural y en el apartado 3 del Anejo 18.

2.3 Variables básicas

2.3.1 Acciones e influencia de las condiciones ambientales

2.3.1.1 Generalidades

(1) Las acciones a considerar en el cálculo, podrán obtenerse de la reglamentación específica de acciones o, en su defecto, de los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

NOTA 2: Las acciones específicas de este anexo se establecen en las secciones correspondientes.

NOTA 3: Las acciones correspondientes a la presión de tierras o de agua serán responsabilidad del autor del proyecto.

NOTA 4: Cuando se tengan en cuenta movimientos diferenciales se utilizarán los valores apropiados, que se estimen a partir de los movimientos previstos.

NOTA 5: Cuando sea pertinente, podrán definirse otras acciones en las especificaciones técnicas para un proyecto en particular.

2.3.1.2 Efectos térmicos

(1) Los efectos térmicos se deben tener en cuenta cuando se comprueben los Estados Límite de Servicio.

(2) Para los Estados Límite Últimos los efectos térmicos únicamente se tendrán en cuenta cuando sean significativos (por ejemplo en condiciones de fatiga, comprobación de estabilidad en el caso de que los efectos de segundo orden sean importantes, etc.). En otros casos no es necesario considerarlos, siempre que la ductilidad y la capacidad de giro de los elementos sean suficientes.

(3) Cuando se tengan en cuenta los efectos térmicos, se considerarán como una acción variable, afectada de un coeficiente parcial de seguridad y de un coeficiente ψ .

NOTA: El coeficiente ψ se define en el a18 de este Código Estructural y en la reglamentación específica vigente.

2.3.1.3 Asientos/movimientos diferenciales

(1) Los asientos/movimientos diferenciales de la estructura, debidos al hundimiento del terreno, se clasificarán como una acción permanente, G_{set} que se introducirá como tal en las combinaciones de acciones. En general, G_{set} se representa mediante un conjunto de valores que se corresponden con las diferencias (comparadas respecto a un nivel de referencia) de los asientos/movimientos diferenciales entre las cimentaciones individuales o parte de ellas, $d_{set,i}$ (donde i representa el número de la cimentación individual o parte de la cimentación).

NOTA: Cuando se tengan en cuenta los asientos diferenciales, deben emplearse los valores apropiados a partir de la estimación de los asientos.

(2) Los efectos de los asientos diferenciales deben tenerse en cuenta para la comprobación de los Estados Límite de Servicio.

(3) Para los Estados Límite Últimos, únicamente deben considerarse en el caso de que sean significativos (por ejemplo en condiciones de fatiga, comprobación de estabilidad en el caso de que los efectos de segundo orden sean importantes, etc.). En otros casos no tienen por qué considerarse, siempre que la ductilidad y la capacidad de giro de los elementos sean suficientes.

(4) Cuando se tengan en cuenta los asientos diferenciales, se tendrá que aplicar un coeficiente de seguridad para los efectos de dichos asientos.

NOTA: El valor del coeficiente parcial de seguridad para los efectos de los asientos se define en el correspondiente apéndice del Anejo 18 de este Código Estructural.

2.3.1.4 Pretensado

(1) El pretensado considerado en este anexo se aplica mediante una armadura activa de acero de alta resistencia (alambres, cordones y barras).

(2) La armadura activa puede estar embebida en el hormigón. A su vez, puede ser pretensada adherente o postesada adherente o no adherente.

(3) Las armaduras activas también pueden ser exteriores a la estructura, con puntos de contacto con esta en los desviadores y anclajes.

(4) Las disposiciones relativas al pretensado se encuentran en el apartado 5.10 de este anexo.

2.3.2 Propiedades de materiales y productos

2.3.2.1 Generalidades

(1) Las reglas para las propiedades de materiales y productos se establecen en el Capítulo 5, en el Título 2 y en el apartado 4 del Anejo 18 de este Código Estructural.

(2) Las disposiciones para el hormigón, así como para las armaduras pasivas y activas, se establecen en el apartado 3 de este anexo.

2.3.2.2 Retracción y fluencia

(1) La fluencia y la retracción son propiedades del hormigón dependientes del tiempo. Sus efectos deben tenerse en cuenta para la comprobación de los Estados Límite de Servicio.

(2) Los efectos de la retracción y la fluencia únicamente deben considerarse en los Estados Límite Últimos cuando sus efectos sean significativos, por ejemplo en la comprobación del Estado Límite Último de inestabilidad, en el caso de que los efectos de segundo orden sean importantes, etc. En otros casos, estos efectos no necesitan ser considerados, siempre que la ductilidad y la capacidad de giro los elementos sean suficientes.

(3) Cuando se tenga en cuenta la fluencia, sus efectos de cálculo se deberán evaluar bajo la combinación cuasi-permanente de acciones, independientemente de la situación de cálculo considerada (permanente, transitoria o accidental).

NOTA: En la mayoría de los casos, los efectos de la fluencia pueden evaluarse bajo la acción de las cargas permanentes y el valor medio de pretensado.

2.3.3 Deformaciones del hormigón

(1) Se considerarán en el cálculo las consecuencias de la deformación debida a la temperatura, fluencia y retracción.

(2) La influencia de estos efectos se tiene en cuenta a través del cumplimiento de las reglas de aplicación de este anexo. Se prestará también atención a:

- minimizar la deformación y fisuración debida a los movimientos a edades tempranas, fluencia y retracción, a través de la composición adecuada del hormigón;
- minimizar la coacción de las deformaciones mediante la disposición de apoyos o juntas;
- si existen coacciones se deberá comprobar que su influencia en el cálculo.

(3) En estructuras de edificación habituales pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 m de longitud.

NOTA: Para estructuras de hormigón prefabricado, el valor puede ser mayor que en estructuras in situ, ya que una parte de la fluencia y retracción tiene lugar antes del montaje.

2.3.4 Parámetros geométricos

2.3.4.1 Generalidades

(1) Las reglas para los parámetros geométricos se establecen en el apartado 4 del Anejo 18 del Código Estructural.

2.3.4.2 Requisitos complementarios para pilotes ejecutados in situ

Las cimentaciones profundas quedan fuera del ámbito de este Código Estructural.

2.4 Comprobación mediante el método de los coeficientes parciales de seguridad

2.4.1 Generalidades

(1) Las reglas para el método de coeficientes parciales de seguridad se establecen en el apartado 6 del Anejo 18 de este Código Estructural.

2.4.2 Valores de cálculo

2.4.2.1 Coeficiente parcial de seguridad para la retracción

(1) En el caso de que sea necesario considerar las acciones de retracción para el Estado Límite Último, deberá utilizarse un coeficiente parcial $\gamma_{sh} = 1,00$.

2.4.2.2 Coeficientes parciales de seguridad para el pretensado

(1) En la mayoría de las situaciones el pretensado está diseñado para ser favorable y para la comprobación en Estado Límite Último se utilizará el coeficiente $\gamma_{P,fav}$. Su valor será $\gamma_{P,fav} = 1,00$ para las situaciones de cálculo transitoria y accidental, pudiendo también emplearse para la comprobación de fatiga. El valor de cálculo del pretensado se puede tomar como el valor medio de la fuerza de pretensado (véase el apartado 4 del Anejo 18 del Código Estructural).

(2) En la comprobación de estado límite de inestabilidad con pretensado exterior, si un incremento del valor de pretensado puede ser desfavorable, deberá utilizarse $\gamma_{P,unfav} = 1,3$.

(3) En la comprobación de los efectos locales se debe utilizar $\gamma_{P,unfav} = 1,2$.

NOTA: Los efectos locales provocados por el anclaje de la armadura de pretensado son considerados en el apartado 8.10.2 de este anexo.

2.4.2.3 Coeficiente parcial de seguridad para las cargas de fatiga

(1) El coeficiente parcial de seguridad para las cargas de fatiga es $\gamma_{F,fat} = 1,00$.

2.4.2.4 Coeficientes parciales de seguridad para los materiales

(1) Para los Estados Límite Últimos se deben utilizar los coeficientes parciales de seguridad para los materiales, γ_c y γ_s .

NOTA: Los valores de estos coeficientes parciales de seguridad, para las situaciones de cálculo permanente, transitoria y accidental, se indican en la tabla A19.2.1. Estos valores no son válidos para el cálculo de estructuras frente al fuego, que deberá realizarse de acuerdo con el Anejo 20 de este Código Estructural.

Para las comprobaciones relativas al estado límite de fatiga, se adoptan como valores para $\gamma_{C,fat}$ y $\gamma_{S,fat}$ los valores de los coeficientes parciales para las situaciones permanentes que se establecen en la tabla A19.2.1.

Tabla A19. 2.1 Coeficientes parciales de seguridad para los materiales para Estados Límite Últimos.

Situación de cálculo	γ_C hormigón	γ_S armaduras pasivas	γ_S armaduras activas
Permanente o Transitoria	1,5	1,15	1,15
Accidental	1,3	1,0	1,0

(2) Para la comprobación en Estado Límite de Servicio los valores de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales, serán los indicados en los apartados correspondientes de los Anexos 19 a 21.

(3) Pueden utilizarse valores menores de γ_C y γ_S si se justifica mediante medidas de reducción de la incertidumbre en la resistencia calculada.

NOTA: La información se establece en el Apéndice A.

2.4.2.5 Coeficientes parciales de seguridad para los materiales en cimentaciones

(1) Los valores de cálculo de las características resistentes del suelo deben calcularse de acuerdo con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados, o en base a la reglamentación específica vigente, en su caso.

2.4.2.6 Modificación del coeficiente parcial de seguridad del acero

(1) Se podrá reducir el coeficiente parcial de seguridad del acero hasta 1,10, cuando se cumplan, al menos, dos de las siguientes condiciones:

- que la ejecución de la estructura se controle con nivel intenso, de acuerdo con lo establecido en el apartado 22.4.1 de este Código Estructural y que las tolerancias de colocación de la armadura sean conformes con las definidas explícitamente en el proyecto, las cuales deberán ser, al menos, igual de exigentes que las indicadas en el apartado 6 del Anejo 14 de este Código Estructural,
- que las armaduras pasivas o activas, según el caso, estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, conforme con el Artículo 18 del Código Estructural, o que formen parte de un elemento prefabricado que ostente un distintivo de calidad oficialmente reconocido con nivel de garantía conforme con el citado artículo,
- que el acero para las armaduras pasivas, o el acero de armaduras activas, según el caso, estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, conforme con el Artículo 18 del Código Estructural.

2.4.2.7 Modificación del coeficiente parcial de seguridad del hormigón

(1) Se podrá reducir el coeficiente parcial de seguridad del hormigón hasta 1,40 en el caso general y hasta 1,35 en el caso de elementos prefabricados, cuando se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

- que la ejecución de la estructura se controle con nivel intenso, de acuerdo con lo establecido en el apartado 22.4.1 de este Código Estructural y que las desviaciones en la geometría de la sección transversal respecto a las nominales del proyecto sean conformes con las definidas explícitamente en el proyecto, las cuales deberán ser, al menos, igual de exigentes que las indicadas en el apartado 6 del Anejo 14 de este Código Estructural, y

b) que el hormigón esté en posición de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, con nivel de garantía conforme con el Artículo 18 del Código Estructural, o que formen parte de un elemento prefabricado que ostente un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme con el citado artículo.

2.4.3 Combinación de acciones

(1) El formato general para la combinación de acciones en Estado Límite Último y en Estado Límite de Servicio se establece en el apartado 6 del Anejo 18 de este Código Estructural.

NOTA 1: La expresión detallada para la combinación de acciones se establece en los apéndices del Anejo 18 de este Código Estructural.

NOTA 2: La combinación de acciones para la comprobación de fatiga se establece en el apartado 6.8.3.

(2) Para cada acción permanente, debe aplicarse en toda la estructura tanto el valor de cálculo inferior como el superior (el que produzca el efecto más desfavorable). Un ejemplo es el peso propio de la estructura.

NOTA: Pueden existir varias excepciones a esta regla (por ejemplo, en la comprobación del equilibrio estático, véase el apartado 6 del Anejo 18 de este Código Estructural). En tales casos puede utilizarse un conjunto diferente de coeficientes (Conjunto A).

2.4.4 Comprobación del equilibrio estático - EQU

(1) El formato de fiabilidad para la comprobación del equilibrio estático también es de aplicación a las situaciones de cálculo de EQU, tales como los dispositivos de sujeción o la comprobación del levantamiento de apoyos en vigas continuas.

NOTA: La información se establece en el Apéndice A del Anejo 18 del Código Estructural.

2.5 Proyecto asistido por ensayos

(1) El proyecto de estructuras o elementos estructurales puede hacerse basado en ensayos.

NOTA: La información se establece en el apartado 5 y en el Apéndice D del Anejo 18 de este Código Estructural.

2.6 Requisitos complementarios para cimentaciones

(1) Cuando la interacción terreno-estructura tenga una influencia significativa sobre los efectos de las acciones de la estructura, se deberán considerar las propiedades del terreno y los efectos en la interacción de acuerdo con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

(2) Cuando sea probable la existencia de asientos diferenciales significativos se comprobará su influencia sobre los efectos de las acciones en la estructura.

NOTA 1: Puede utilizarse el Apéndice G para la modelización de la interacción terreno-estructura.

NOTA 2: En general, los métodos sencillos, que no tienen en cuenta los efectos de la deformación del terreno, son apropiados para la mayoría de los cálculos de estructuras.

(3) Las cimentaciones de hormigón se dimensionarán de acuerdo con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere adecuados, o con la reglamentación específica vigente, en su caso.

(4) Cuando corresponda, el cálculo deberá incluir los efectos de fenómenos como la subsidencia, levantamiento de tierras, helada, deshielo, erosión, etc.

2.7 Requisitos para anclajes

(1) Se deberán considerar los efectos locales y estructurales de los anclajes.

3 Materiales

3.1 Hormigón

3.1.1 Generalidades

- (1) Se tendrá en cuenta lo establecido en el Artículo 33 de este Código, así como los principios y reglas para hormigones convencionales y de alta resistencia que se indican en las siguientes cláusulas.
- (2) Las recomendaciones para los hormigones con fibras, con áridos ligeros o proyectados se establecen en los Anejos 7, 8 y 9 de este Código.

3.1.2 Resistencia

- (1) La resistencia a compresión del hormigón se indica mediante clases resistentes que se relacionan con la resistencia característica (5%) medida en probeta cilíndrica f_{ck} , de acuerdo a lo establecido en el apartado 33.3.
- (2) Las clases resistentes en este Código se basan en la resistencia característica sobre probeta cilíndrica, f_{ck} , determinada a los 28 días, con un valor máximo de 90 N/mm².
- (3) Las resistencias características, f_{ck} , y las correspondientes características mecánicas para el cálculo, se indican en la tabla A19.3.1.
- (4) En ciertas ocasiones (por ejemplo en el pretensado), puede ser conveniente evaluar la resistencia a compresión del hormigón antes o después de 28 días, sobre probetas de ensayo conservadas en condiciones diferentes a las indicadas en la norma UNE-EN 12390-2. En este caso, se tendrá en cuenta lo indicado en el apartado 57.3 de este Código Estructural.

Si la resistencia se determina a una edad $t > 28$ días, los valores α_{cc} y α_{ct} definidos en los apartados 3.1.6(1) y 3.1.6(2), se disminuirán por un factor $k_t = 0,85$.

- (5) Cuando se requiera especificar la resistencia a compresión del hormigón $f_{ck}(t)$, a una determinada edad, t , (por ejemplo para operaciones de desmoldado, transferencia del pretensado, etc.), se empleará el siguiente criterio:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8(N/mm^2) \quad \text{para } 3 < t < 28 \text{ días}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \quad \text{para } t \geq 28 \text{ días}$$

Para obtener valores más precisos, especialmente para $t \leq 3$ días, habrá que basarse en la realización de ensayos.

- (6) La resistencia a compresión a una determinada edad t depende del tipo de cemento, la temperatura y las condiciones de curado. Para una temperatura media de 20º C y un curado conforme con la norma UNE-EN 12390 la resistencia a compresión a distintas edades $f_{cm}(t)$ se puede estimar mediante las expresiones (3.1) y (3.2).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (3.1)$$

con:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.2)$$

donde:

$f_{cm}(t)$ es la resistencia media a compresión del hormigón a una edad de t días

f_{cm} es la resistencia media a compresión del hormigón a 28 días de acuerdo con la tabla A19.3.1

$\beta_{cc}(t)$ es un coeficiente que depende de la edad del hormigón t

t	es la edad del hormigón, en días
s	es un coeficiente que depende del tipo de cemento:
	= 0,20 para cementos de clases resistentes CEM 42,5 R, CEM 52,5 N y CEM 52,5 R (Clase R)
	= 0,25 para cementos de clases resistentes CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Clase N)
	= 0,38 para cementos de clase resistente CEM 32,5 N (Clase S)

NOTA: $\exp\{ \}$ tiene el mismo significado que $e^{\{ \}}$.

Las expresiones (3.1) y (3.2) no podrán utilizarse cuando el hormigón no se ajuste a las especificaciones para la resistencia a compresión a 28 días.

Los criterios contenidos en esta cláusula no pueden utilizarse para justificar una resistencia no conforme con la de referencia que a posteriori a incrementado su valor.

En los casos en los que se aplique un curado al vapor al elemento, véase el apartado 10.3.1.1(3).

(7) La resistencia a tracción se refiere a la mayor tensión alcanzada bajo carga de tracción centrada. Para la obtención de la resistencia a flexo-tracción de referencia véase el apartado 3.1.8(1).

(8) La resistencia a tracción f_{ct} puede estimarse a partir de la resistencia a tracción indirecta $f_{ct,sp}$ mediante la siguiente expresión:

$$f_{ct} = 0,9 \times f_{ct,sp} \quad (3.3)$$

(9) El desarrollo de la resistencia a tracción con el tiempo depende de las condiciones de curado y secado, así como de las dimensiones de los elementos estructurales. Como primera aproximación puede suponerse que la resistencia a tracción $f_{ctm}(t)$ es igual a:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} \cdot f_{ctm} \quad (3.4)$$

donde:

- $\beta_{cc}(t)$ se obtiene de la expresión (3.2) y
 $\alpha = 1$ para $t < 28$
 $\alpha = 2/3$ para $t \geq 28$. El valor para f_{ctm} se establece en la tabla A19.3.1.

NOTA: Cuando el desarrollo de la resistencia a tracción con el tiempo sea importante, se recomienda la realización de ensayos teniendo en cuenta las condiciones de exposición y las dimensiones del elemento estructural.

3.1.3 Deformación elástica

(1) Las deformaciones elásticas del hormigón dependen, en gran medida, de la dosificación (fundamentalmente de los áridos). Los valores que se establecen en este anexo deben considerarse como indicativos para las aplicaciones generales debiendo ser evaluados de forma específica cuando la estructura sea sensible a su variación.

(2) El módulo de elasticidad de un hormigón depende de los módulos de elasticidad de sus componentes. En la tabla A19.3.1 se indican unos los valores aproximados del módulo de elasticidad secante E_{cm} , de hormigones con áridos cuarcíticos para valores comprendidos entre $\sigma_c = 0$ y $0,4 f_{cm}$. Estos valores se reducirán en un 10% cuando se utilicen áridos calizos, en un 30% cuando se utilice arenisca y se incrementaran en un 20% cuando se utilicen áridos basálticos.

Tabla A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón

Relación analítica / Explicación											
Clases resistentes del hormigón											
$f_{ck}(\text{N/mm}^2)$	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$f_{cm}(\text{N/mm}^2)$	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68
$f_{ctm}(\text{N/mm}^2)$	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4
$f_{ctk; 0,05} (\text{N/mm}^2)$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1
$f_{ctk; 0,95} (\text{N/mm}^2)$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7
$E_{cm}(10^3 \cdot \text{N/mm}^2)$	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39
$\varepsilon_{c1} (\%)$	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6
$\varepsilon_{cu1} (\%)$	3,5										
$\varepsilon_{c2} (\%)$	2,0										
$\varepsilon_{cu2} (\%)$	3,5										
n	2,0										
$\varepsilon_{c3} (\%)$	1,75										
$\varepsilon_{cu3} (\%)$	3,5										

(3) La variación del módulo de elasticidad en función del tiempo puede estimarse como:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0,3} \times E_{cm} \quad (3.5)$$

donde:

$E_{cm}(t)$ y $f_{cm}(t)$ son valores a una edad de t días, siendo E_{cm} y f_{cm} los valores correspondientes a la edad de 28 días. La relación entre $f_{cm}(t)$ y f_{cm} sigue la expresión (3.1).

(4) El coeficiente de Poisson puede tomarse igual a 0,2 para hormigón sin fisurar e igual a 0 para hormigón fisurado.

(5) Si no se dispone de información más precisa, el coeficiente de dilatación térmica puede tomarse igual a $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$.

3.1.4 Fluencia y retracción

(1) La fluencia y retracción del hormigón dependen de la humedad del ambiente, de las dimensiones de los elementos y de la composición del hormigón. La fluencia depende también de la madurez del hormigón en el momento de puesta en carga y de la magnitud y duración de dicha carga.

(2) El coeficiente de fluencia, $\varphi(\infty, t_0)$ está relacionado con el módulo tangente, E_c , que puede tomarse como $1,05E_{cm}$. Cuando no se necesite una gran precisión, puede tomarse como coeficiente de fluencia el valor obtenido de la figura A19.3.1 siempre que el hormigón no esté sometido a una tensión de compresión mayor que $0,45 f_{ck}(t_0)$ a una edad t_0 , correspondiente a la edad de puesta en carga del hormigón.

NOTA: Para más información, incluyendo el desarrollo de la fluencia con el tiempo, véase el Apéndice B.

(3) La deformación de fluencia del hormigón $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ a tiempo $t = \infty$ para una tensión de compresión constante, σ_c , aplicada sobre el hormigón a la edad t_0 , viene dada por:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \phi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c/E_c) \quad (3.6)$$

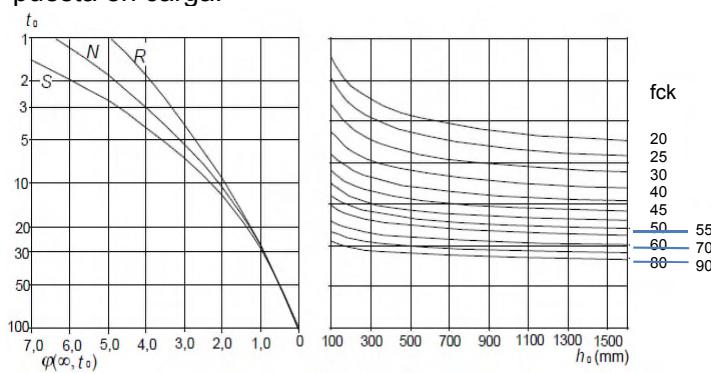
(4) Cuando la tensión de compresión del hormigón a una edad t_0 supere el valor $0,45 f_{ck}(t_0)$, se deberá considerar la no linealidad de la fluencia. Esta situación puede presentarse como resultado del pretensado que puede originar un incremento de la tensión, por ejemplo, en elementos de hormigón prefabricado a la altura de la armadura activa. En estos casos el coeficiente de fluencia teórico no lineal se obtendrá a partir de la siguiente expresión:

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp(1,5(k_\sigma - 0,45)) \quad (3.7)$$

donde:

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ es el coeficiente de fluencia teórico no lineal, que reemplaza a $\varphi(\infty, t_0)$

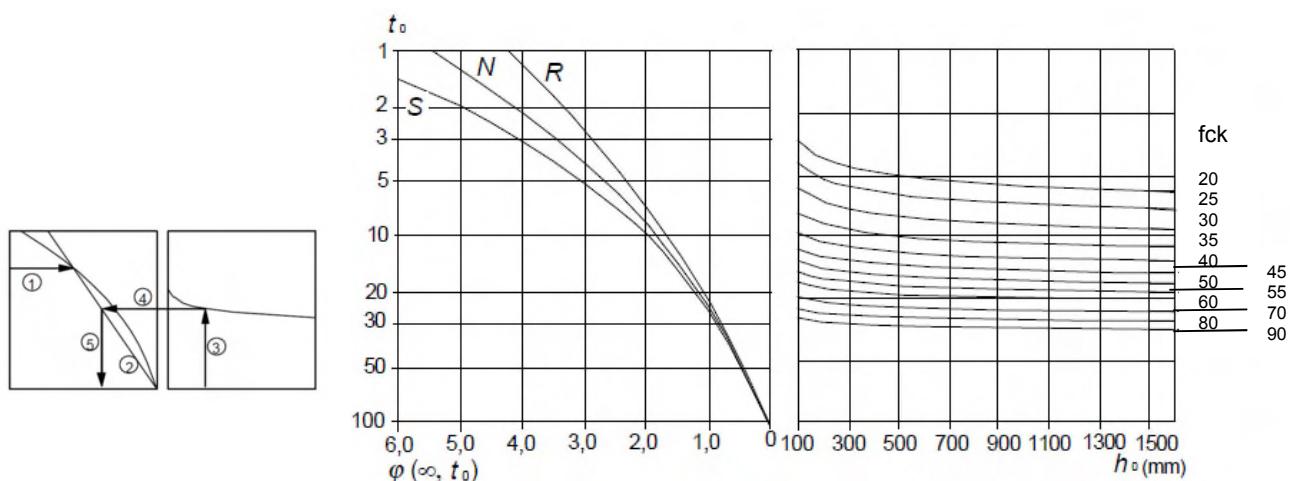
k_σ es la relación tensión-resistencia $\sigma_c/f_{ck}(t_0)$ donde σ_c es la tensión de compresión y $f_{ck}(t_0)$ es la resistencia característica del hormigón a compresión, a la edad de puesta en carga.



a) Condiciones internas – HR = 50 %

NOTA:

- El punto de intersección entre las líneas 4 y 5 también puede estar por encima del punto 1.
- Para $t_0 > 100$ es suficientemente exacto suponer $t_0 = 100$ (y utilizar la línea tangente).



b) Condiciones externas – HR = 80 %

Figura A19.3.1 Método para determinar el coeficiente de fluencia $\varphi(\infty, t_0)$ para el hormigón en condiciones ambientales normales

(5) Los valores de la figura A19.3.1 son válidos para una temperatura ambiente comprendida entre -40°C y $+40^{\circ}\text{C}$ y una humedad relativa media comprendida entre $HR = 40\%$ y $HR = 100\%$. Se emplea la siguiente notación:

- $\varphi(\infty, t_0)$ es el coeficiente de fluencia a tiempo infinito
- t_0 es la edad del hormigón en el momento de puesta en carga (en días)
- h_0 es el espesor medio = $2A_c/u$, donde A_c es el área de la sección de hormigón y u es el perímetro en contacto expuesto al secado
- S es la clase S, de acuerdo con 3.1.2(6)
- N es la clase N, de acuerdo con 3.1.2(6)
- R es la clase R, de acuerdo con 3.1.2(6)-

(6) La deformación total de retracción se compone de dos partes, la deformación de retracción por secado y la deformación de retracción autógena. La deformación de retracción por secado se desarrolla lentamente, pues es función de la migración del agua a través del hormigón endurecido. La deformación de retracción autógena se desarrolla durante el endurecimiento del hormigón, por lo que su mayor parte se desarrolla en los primeros días después de su puesta en obra. La retracción autógena es una función lineal de la resistencia del hormigón. Debe considerarse específicamente cuando el hormigón nuevo se vierte sobre hormigón endurecido. Por consiguiente, los valores de la retracción total ε_{cs} se obtienen mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.8)$$

donde:

- ε_{cs} es la deformación total de retracción
- ε_{cd} es la deformación de retracción por secado

ε_{ca} es la deformación de retracción autógena.

El valor final de la deformación de retracción por secado, $\varepsilon_{cd,\infty}$, es igual a $k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$, donde $\varepsilon_{cd,0}$ puede tomarse de la tabla A19.3.2 (valores medios esperados, con un coeficiente de variación del 30%).

NOTA: La fórmula para $\varepsilon_{cd,0}$ se da en el Apéndice B.

Tabla A19.3.2 Valores nominales de la retracción por secado $\varepsilon_{cd,0}$ (en %), para un hormigón sin coaccionar fabricado con cemento CEM de Clase N

f_{ck} (N/mm ²)	Humedad relativa (en %)					
	20	40	60	80	90	100
20	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

El desarrollo en el tiempo de la retracción por secado tiene la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.9)$$

donde:

k_h es un coeficiente que depende del espesor medio h_0 , de acuerdo con la tabla A19.3.3.

Tabla A19.3.3 Valores para k_h en la expresión (3.9)

h_0	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (3.10)$$

donde:

t es la edad del hormigón en el momento de puesta en carga (en días)

t_s es la edad del hormigón (en días) al comienzo de la retracción por secado (o expansión). Esta edad coincide normalmente con el final del curado

h_0 es el espesor medio (mm) de la sección = $2A_C / u$

donde:

A_C es el área de la sección de hormigón

u es el perímetro expuesto al secado.

La deformación de retracción autógena tiene la siguiente expresión

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.11)$$

donde:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} \quad (3.12)$$

y

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (3.13)$$

donde t está expresado en días.

3.1.5 Diagrama tensión–deformación para el análisis no lineal

(1) La relación entre σ_c y ε_c mostrada en la figura A19.3.2 (las tensiones de compresión y las deformaciones de acortamiento se muestran en valores absolutos) para carga uniaxial a corto plazo, sigue la expresión:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (3.14)$$

donde:

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

ε_{c1} es la deformación bajo carga máxima de acuerdo con la tabla A19.3.1

$k = 1,05 E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$ (f_{cm} de acuerdo con la tabla A19.3.1).

La expresión (3.14) es válida para $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$ donde ε_{cu1} es la deformación nominal última.

(2) Pueden aplicarse otros diagramas tensión-deformación, siempre que representen adecuadamente el comportamiento del hormigón considerado.

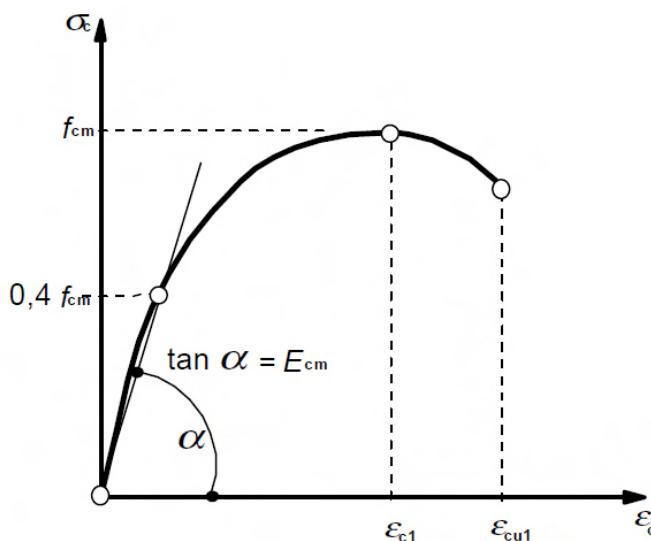


Figura A19.3.2 Representación esquemática del diagrama tensión–deformación para el análisis estructural (la utilización de $0,4 f_{cm}$ para la definición de E_{cm} es aproximada)

3.1.6 Resistencias de cálculo a compresión y tracción

(1) El valor de cálculo de la resistencia a compresión se define como:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (3.15)$$

donde:

γ_c es el coeficiente parcial de seguridad para el hormigón, véase el apartado 2.4.2.4, y

α_{cc} es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo sobre la resistencia a compresión del hormigón y los efectos desfavorables resultantes de la manera en la que se aplica la carga. Con carácter general, su valor será $\alpha_{cc} = 1,00$, si bien para elementos estructurales en los que la carga permanente constituya una parte muy importante de la carga total (superior al 80%), el autor del proyecto podrá adoptar un valor inferior, comprendido entre 0,85 y 1,0.

(2) El valor de cálculo de la resistencia a tracción, f_{ctd} , se define como:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (3.16)$$

donde:

γ_c es el coeficiente parcial de seguridad para el hormigón, véase el apartado 2.4.2.4, y

α_{ct} es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo sobre la resistencia a tracción del hormigón y los efectos desfavorables resultantes de la forma en que la carga es aplicada. Su valor será $\alpha_{ct} = 1,00$.

3.1.7 Diagrama tensión-deformación para el cálculo de secciones transversales

(1) Para el cálculo de secciones transversales se pueden emplear las siguientes expresiones de la relación tensión-deformación, véase la figura A19.3.3 (la deformación de compresión se tomará como positiva):

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (3.17)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{para } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (3.18)$$

donde:

n es el exponente de acuerdo con la tabla A19.3.1

ε_{c2} es la deformación que se produce al alcanzar la máxima resistencia, de acuerdo con la tabla A19.3.1

ε_{cu2} es la deformación de rotura, de acuerdo con la tabla A19.3.1.

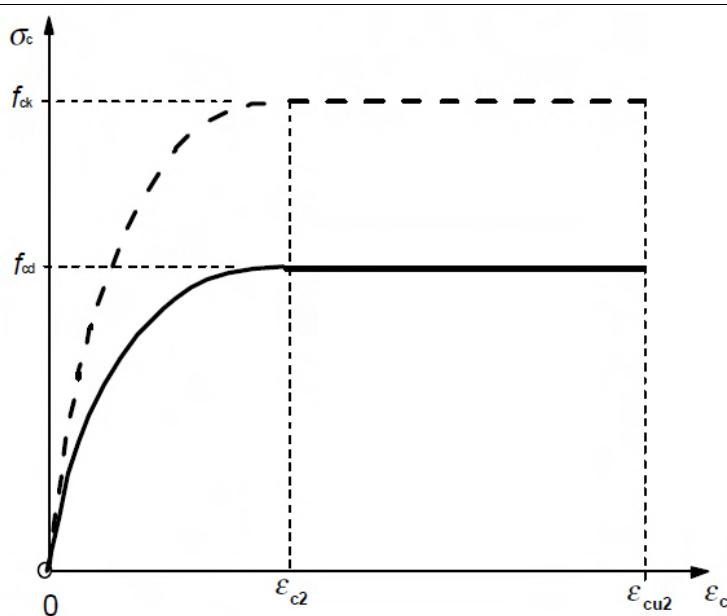


Figura A19.3.3 Diagrama parábola-rectángulo

(2) Se pueden emplear otras relaciones tensión-deformación simplificadas si son equivalentes a la definida en el punto (1) o que queden, incluso, del lado de la seguridad como, por ejemplo, el diagrama bilineal de la figura A19.3.4 (la resistencia a compresión y la deformación de acortamiento se muestran en valores absolutos) con valores de ε_{c3} y ε_{cu3} conformes con la tabla 3.1.

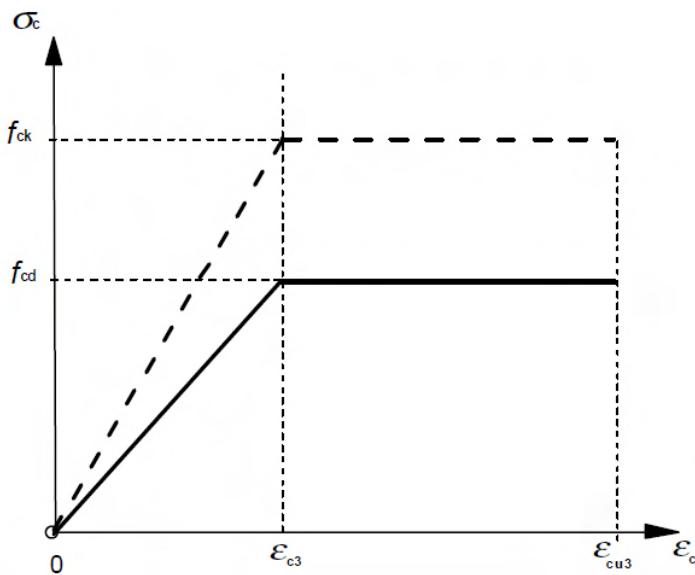


Figura A19.3.4 Diagrama tensión-deformación bilineal

(3) Puede suponerse una distribución rectangular de tensiones como se indica en la figura A19.3.5. El coeficiente λ , que define el canto útil de la zona de compresión y el coeficiente η , que define la resistencia efectiva, se establecen de la siguiente manera:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (3.19)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \quad \text{para } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ N/mm}^2 \quad (3.20)$$

y

$$\eta = 1,0 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (3.21)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \quad \text{para } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ N/mm}^2 \quad (3.22)$$

NOTA: Si el ancho de la zona comprimida desciende en la dirección de la fibra extrema de compresión, el valor de ηf_{cd} debe reducirse en un 10%.

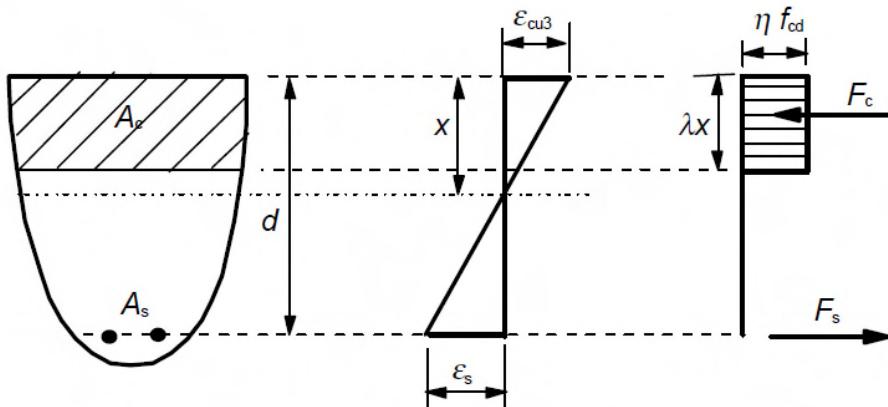


Figura A19.3.5 Diagrama rectangular de tensiones

3.1.8 Resistencia a flexo-tracción

(1) La resistencia media a flexo-tracción de los elementos de hormigón armado depende de la resistencia media a tracción y del canto de la sección. Se utilizan las siguientes expresiones para su determinación:

$$f_{ctm, fl} = \max \{(1,6 - h/1000)f_{ctm}; f_{ctm}\} \quad (3.23)$$

donde:

h es el canto total del elemento en mm

f_{ctm} es la resistencia media a tracción de acuerdo con la tabla A19. 3.1.

Lo establecido en la expresión (3.23) también se aplica para los valores de la resistencia característica a tracción.

3.1.9 Hormigón confinado

(1) El confinamiento del hormigón conlleva una modificación de la relación entre tensión y deformación: se alcanzan mayores resistencias y mayores deformaciones críticas. Se puede considerar que el resto de las características de los materiales no se ven afectadas para el cálculo.

(2) En ausencia de datos más precisos, puede utilizarse el diagrama tensión-deformación mostrado en la figura A19.3.6 (la deformación de compresión se toma positiva), con una resistencia característica y unas deformaciones incrementadas de acuerdo con:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,0 + 5,0 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{para } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (3.24)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,125 + 2,50 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{para } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (3.25)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} (f_{ck,c}/f_{ck})^2 \quad (3.26)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2/f_{ck} \quad (3.27)$$

donde:

σ_2 ($= \sigma_3$) es la tensión transversal efectiva de compresión en Estado Límite Último debida al confinamiento y ε_{c2} y ε_{cu2} se toman de la tabla A19. 3.1. El confinamiento puede generarse mediante cercos o estribos adecuadamente cerrados, que pueden alcanzar la condición de plastificación por la expansión transversal del hormigón.

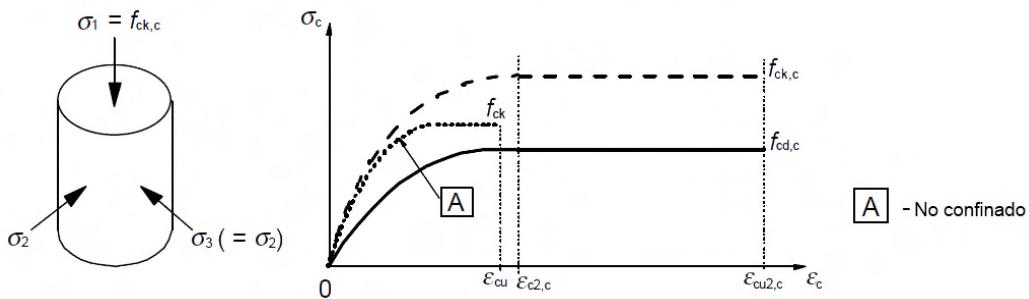


Figura A19.3.6 Diagrama tensión-deformación para hormigón confinado

3.2 Acero para armaduras pasivas

El acero para armaduras pasivas debe cumplir las exigencias establecidas en el Artículo 34 y las armaduras pasivas las establecidas en el Artículo 35 de este Código Estructural.

3.2.1 Generalidades

(1) Las siguientes cláusulas establecen los principios y reglas para las armaduras suministradas en forma de barras, rollos, mallas electrosoldadas y armaduras básicas electrosoldadas en celosía. No serán de aplicación para el caso de barras con algún tipo de recubrimiento especial.

(2) Los requisitos para las propiedades de la armadura se refieren al material colocado en el hormigón endurecido. Si las operaciones de colocación pudieran influir en sus propiedades estas deberán comprobarse tras dichas operaciones.

(3) En el caso de utilizarse aceros no conformes con la norma UNE-EN 10080, deberá verificarse que sus propiedades son conformes a lo establecido en los apartados 3.2.2 a 3.2.6 y el Apéndice C.

(4) Las propiedades requeridas para las armaduras deberán comprobarse mediante procedimientos de ensayo conformes con la norma UNE-EN 10080.

NOTA: La norma UNE-EN 10080 hace referencia a un límite elástico R_e , que está relacionado con los valores característicos, máximo y mínimo, basados en los niveles de calidad del control de producción a lo largo del tiempo. En cambio f_{yk} es el límite de elasticidad característico basado únicamente en la armadura utilizada en una estructura particular. No existe una relación directa entre f_{yk} y R_e , sin embargo, los procedimientos de evaluación y comprobación del límite elástico empleados en la norma UNE-EN 10080, proporcionan una comprobación suficiente para obtener f_{yk} .

(5) Las reglas relativas a armaduras básicas electrosoldadas en celosía (véase la norma UNE-EN 10080 para su definición) serán únicamente de aplicación en aquellas que se fabriquen con barras corrugadas o grafiladas (de acuerdo con el apartado 35.2.2 de este Código Estructural). Las celosías fabricadas con otros tipos de armaduras deberán ir acompañadas por el correspondiente Documento de Evaluación Europeo.

3.2.2 Propiedades

(1) El comportamiento de la armadura se establece mediante las siguientes propiedades:

- límite elástico (f_{yk} o $f_{0,2k}$),
- límite elástico máximo real ($f_{y,max}$),

- resistencia a tracción (f_t),
- ductilidad (ε_{uk} y f_t/f_{yk}),
- aptitud al doblado,
- características de adherencia (f_R véase Apéndice C),
- tamaño de la sección y tolerancias,
- resistencia a fatiga,
- soldabilidad,
- resistencia a cortante y de soldadura (despegue de nudo) para mallas electrosoldadas y para armaduras básicas electrosoldadas en celosía.

(2) Este anexo es de aplicación para armaduras corrugadas soldables, incluyendo las mallas. Los métodos de soldadura permitidos se establecen en la tabla A19. 3.4.

NOTA 1: Las propiedades requeridas para la utilización de la armadura con este anexo se recogen en los Artículos 34 y 35 de este Código Estructural.

(3) Las reglas de aplicación para el cálculo y definición de los detalles de armados establecidos en este anexo, son válidas para un rango de límite elástico comprendido entre $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ y $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

(4) Las características superficiales de las barras corrugadas deberán asegurar una adecuada adherencia con el hormigón.

(5) Se supone que la adherencia es adecuada si se cumplen las especificaciones recogidas en el apartado 34.2 de este Código Estructural.

(6) La armadura deberá tener una aptitud al doblado adecuada para permitir la utilización de los diámetros mínimos del mandril especificados en la tabla 34.2.b del Código Estructural y para permitir el desdoblado, de acuerdo a lo establecido en la tabla 34.2.c del Código Estructural.

3.2.3 Resistencia

(1) El límite elástico f_{yk} (o el límite elástico característico al 0,2%, $f_{0,2k}$) y la resistencia a tracción f_{tk} se definen, respectivamente, como el valor característico de la carga correspondiente al límite elástico, y el valor característico de la carga máxima en tracción directa, divididas por el área nominal de la sección.

3.2.4 Características de ductilidad

(1) La armadura deberá tener una ductilidad adecuada, definida por la relación entre la resistencia a tracción y el límite elástico, $(f_t/f_y)_k$, y la deformación bajo carga máxima (ε_{uk}).

(2) La figura A19.3.7 muestra los diagramas tensión-deformación para acero laminado en caliente y conformado en frío.

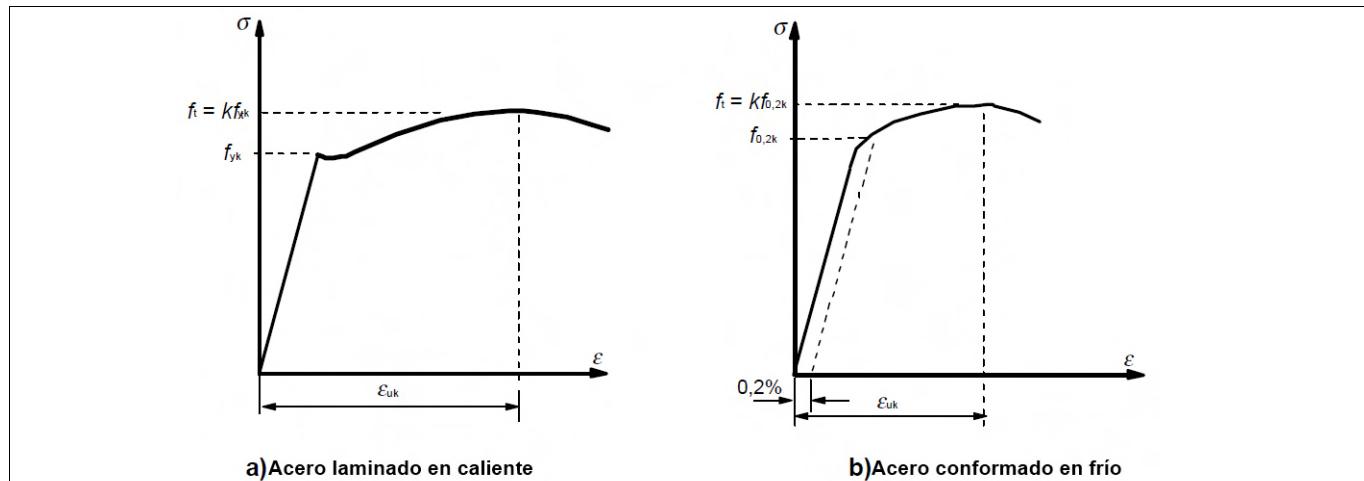


Figura A19.3.7 Diagramas tensión-deformación para armadura pasiva (se muestran valores absolutos para tensión y deformación de tracción)

3.2.5 Soldaduras

(1) Los procesos de soldadura para barras de armado deberán ser conformes con la tabla A19.3.4, y la soldabilidad a lo indicado en la norma UNE-EN 10080.

Tabla A19.3.4 Procesos de soldadura permitidos y ejemplos de aplicación.

Caso de carga	Método de soldadura	Barras traccionadas ¹	Barras comprimidas ¹
Predominantemente estática (ver 6.8.1(2))	Soldadura por resistencia bajo presión	soldadura a tope	
	Soldadura manual de arco eléctrico y soldadura de arco eléctrico con electrodo de relleno	Soldadura a tope con $\phi \geq 20 \text{ mm}$, empalmes, solapes, uniones en cruz ³ , uniones con otros elementos de acero	
	Soldadura de arco eléctrico activo ²	Empalmes, solapes, uniones en cruz ³ , uniones con otros elementos de acero	
		-	Soldadura a tope con $\phi \geq 20 \text{ mm}$
	Soldadura por rozamiento	Soldadura a tope, uniones con otros aceros	
No predominantemente estática (ver 6.8.1(2))	Puntos de soldadura por resistencia	Unión por solape ⁴ , unión en cruz ^{2,4}	
	Soldadura por resistencia bajo presión	soldadura a tope	
	Soldadura manual de arco eléctrico	-	Soldadura a tope con $\phi \geq 14 \text{ mm}$
	Soldadura de arco eléctrico activo ²	-	Soldadura a tope con $\phi \geq 14 \text{ mm}$
	Soldadura por puntos resistentes	Unión por solape ⁴ , unión en cruz ^{2,4}	

¹ Únicamente podrán soldarse juntas barras del mismo diámetro nominal.

² Relación admisible entre diámetros en el caso de soldadura de barras de distinto diámetro $\geq 0,57$.

³ Para uniones en apoyos $\phi \leq 16\text{ mm}$.

⁴ Para uniones en apoyos $\phi \leq 28\text{ mm}$.

(2) Las soldaduras de barras se realizarán de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 17660.

(3) La resistencia de las uniones soldadas a lo largo de la longitud de anclaje de las mallas electrosoldadas deberá ser suficiente para resistir los esfuerzos de cálculo.

(4) En las mallas electrosoldadas, la resistencia de las uniones soldadas puede suponerse adecuada si cumplen los requisitos establecidos en los apartados 35.2.1 y 35.2.2 de este Código Estructural.

3.2.6 Fatiga

(1) Cuando se requiera resistencia a fatiga esta se comprobará de conformidad a lo indicado en los apartados 34.2 y 35.2.1 de este Código Estructural.

3.2.7 Hipótesis de cálculo

(1) El cálculo debe basarse en el área nominal de la sección de la armadura y los valores de cálculo que se derivan de los valores característicos indicados en el apartado 3.2.2.

(2) Para un cálculo normal, se puede emplear cualquiera de las siguientes hipótesis (véase la figura A19.3.8):

a) una rama superior inclinada con un límite de deformación $\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$ y una tensión máxima de $k f_{yk}/\gamma_s$ en ε_{uk} , donde $k = (f_t/f_y)_k$

b) una rama horizontal superior, sin necesidad de comprobar el límite de deformación.

NOTA: El valor de $(f_t/f_y)_k$ se indica en el Apéndice C.

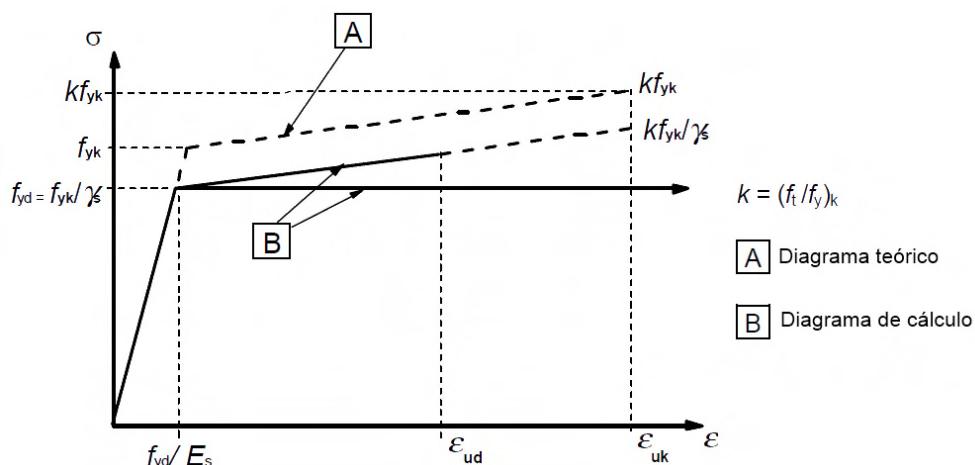


Figura A19.3.8 Diagramas tensión-deformación teórico y de cálculo para las armaduras pasivas (para tracción y compresión)

- (3) El valor medio de la densidad es 7850 kg/m^3 .
- (4) El valor de cálculo del módulo de elasticidad, E_s , es igual a 200.000 N/mm^2 .

3.3 Acero para armaduras activas

El acero para armaduras activas debe cumplir las exigencias establecidas en el Artículo 36 y las armaduras activas las establecidas en el Artículo 37 de este Código Estructural.

3.3.1 Generalidades

- (1) Este apartado es de aplicación a alambres, barras y cordones utilizados como armaduras activas de pretensado en estructuras de hormigón.
- (2) Las armaduras activas de pretensado deberán tener un nivel aceptablemente bajo de susceptibilidad a la corrosión bajo tensión.
- (3) El nivel de susceptibilidad a la corrosión bajo tensión se puede suponer aceptablemente bajo si las armaduras pretensadas cumplen el criterio especificado en el apartado 36.2 de este Código Estructural.
- (4) Los requisitos para las propiedades de las armaduras activas de pretensado se refieren a los materiales colocados en su posición final en la estructura. En caso de que los métodos de producción, ensayos y certificación de la conformidad para las armaduras activas de pretensado cumplan los criterios de este Código Estructural, o con lo dispuesto en la correspondiente Evaluación Técnica Europea, se considerará que se cumplen los requisitos de este anexo.
- (5) En el caso de aceros conformes con este anexo, la resistencia a tracción, el límite elástico característico al 0,1%, y el alargamiento bajo carga máxima, se establecerán en términos de sus valores característicos; designándose por f_{pk} , $f_{p0,1k}$ y ε_{uk} , respectivamente.
- (7) Cada producto deberá ser claramente identificable con respecto al sistema de clasificación establecido en el apartado 3.3.2(2).
- (11) Para armaduras activas de pretensado suministradas en bobinas, tras desenrollar una longitud determinada de alambre o cordón, la flecha máxima del arco que se forma deberá cumplir con lo establecido en este Código Estructural, salvo que se indique otra cosa en la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

3.3.2 Propiedades

- (1) Las propiedades del acero de pretensado se establecen de acuerdo el Artículo 36 de este Código Estructural.
- (3) La masa real de las armaduras de pretensado no deberá diferir de la masa nominal más allá de los límites establecidos en el Artículo 36, o los dispuestos en la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

3.3.6 Hipótesis de cálculo

- (1) El análisis estructural se realizará en base al área nominal de la sección de armadura activa y a los valores característicos de $f_{p0,1k}$, f_{pk} y ε_{uk} .
- (2) El valor de cálculo para el módulo de elasticidad, E_p puede suponerse igual a 205.000 N/mm^2 , para alambres y barras. El valor real puede variar entre 195.000 a 210.000 N/mm^2 dependiendo de los procesos de fabricación. Los certificados que acompañen al suministro deben indicar el valor correspondiente.
- (3) El valor de cálculo para el módulo de elasticidad, E_p puede suponerse igual a 195.000 N/mm^2 para cordones. El valor real puede variar entre 185.000 y 205.000 N/mm^2 , dependiendo de los procesos de fabricación. Los certificados que acompañen al suministro deben indicar el valor correspondiente.
- (4) A los efectos de cálculo, se puede suponer una densidad media de las armaduras de pretensado de 7850 kg/m^3 .
- (5) Los valores anteriormente indicados se supondrán válidos en un intervalo de temperaturas comprendido entre -40°C y $+100^\circ\text{C}$ para armaduras activas colocadas en su posición final en la estructura.
- (6) El valor de cálculo para la tensión del acero, f_{pd} , se tomará como $f_{p0,1k}/\gamma_s$ (véase la figura A19.3.10).

(7) Para el cálculo de secciones, se puede considerar alguna de las siguientes hipótesis (véase la figura A19.3.10):

- una rama inclinada, con un límite de deformación $\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$. Si no se conoce información más precisa, el valor será $\varepsilon_{ud} = 0,02$ y $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$. El cálculo también podrá basarse en la diagrama tensión-deformación real, si es conocido, con una tensión por encima del límite elástico reducido, de forma análoga a la figura A19.3.10, o
- una rama horizontal superior sin límite de deformación.

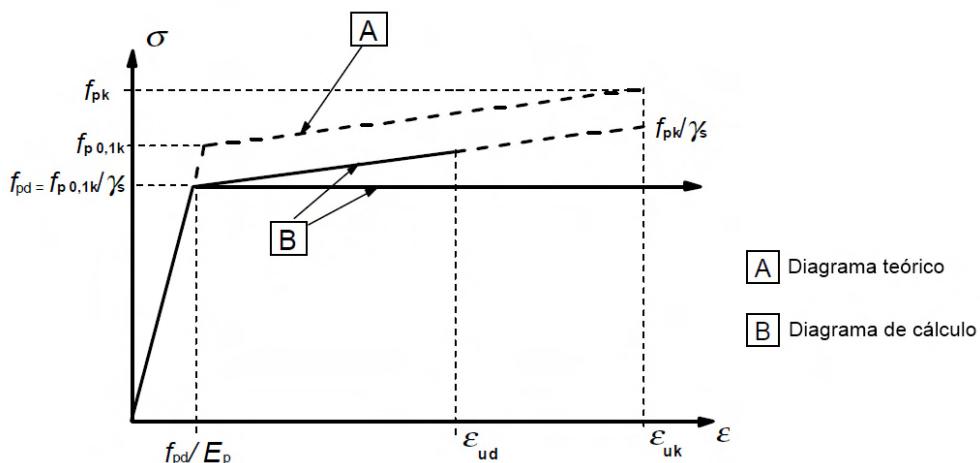


Figura A19.3.10 Diagrama tensión-deformación teórico y de cálculo para armaduras activas (se muestran valores absolutos para la tensión y deformación de tracción)

3.3.7 Armadura activa en vainas

(1) Las armaduras activas en vainas (por ejemplo, tendones adherentes en vainas, tendones no adherentes, etc.) deberán protegerse contra la corrosión de forma adecuada y permanente (véase apartado 43.3.1 de este Código Estructural).

(2) Las armaduras activas en vainas deberán tener una protección adecuada contra el fuego (véase Anejo 20 de este Código Estructural).

3.4 Dispositivos de pretensado

3.4.1 Anclajes y acopladores

Los anclajes y acopladores (elementos de empalme) deben cumplir las exigencias establecidas en el apartado 37.2 de este Código Estructural.

3.4.1.1 Generalidades

(2) Los anclajes y acopladores del sistema de pretensado deberán ser conformes con la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

(3) Los detalles de armado de las zonas de anclaje deberá ser conformes con los apartados 5.10, 8.10.3 y 8.10.4.

3.4.2 Armaduras activas externas no adherentes

3.4.2.1 Generalidades

(1) Una armadura activa externa no adherente es una armadura situada fuera de la sección de hormigón conectada a la estructura mediante anclajes y desviadores.

(2) El sistema de postesado para armaduras activas externas no adherentes deberá ser conforme con la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

(3) Los detalles de armado deberán seguir las reglas establecidas en el apartado 8.10.

3.4.2.2 Anclajes

(1) El radio de curvatura mínimo en la zona de anclaje para armaduras activas no adherentes deberá indicarse en la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

4 Durabilidad y recubrimiento de las armaduras

El Capítulo 9 de este Código Estructural recoge aspectos adicionales a los incluidos en este apartado.

4.1 Generalidades

(1) Una estructura con una durabilidad adecuada deberá cumplir con los requisitos de comportamiento en servicio, resistencia y estabilidad durante la vida útil de proyecto, sin pérdidas significativas de utilidad o un mantenimiento excesivo no previsto (para los requisitos generales véase también el Anejo 18).

(2) La protección requerida de la estructura deberá establecerse considerando el uso previsto, la vida útil de proyecto (véase el Anejo 18), el mantenimiento y las acciones existentes.

(3) Deberán tenerse en cuenta la posible importancia de las acciones directas e indirectas, las condiciones ambientales del apartado 4.2 y los efectos que de ellas se derivan.

NOTA: Por ejemplo las deformaciones debidas a la fluencia y a la retracción (véase el apartado 2.3.2).

(4) La protección frente a la corrosión de la armadura depende de la densidad, calidad y espesor del recubrimiento de hormigón (véase el apartado 4.4) y de la fisuración (véase el apartado 7.3). La densidad y calidad del recubrimiento se alcanza mediante el control de la relación agua-cemento máxima y del contenido mínimo de cemento (véase el apartado 43.2.1 del Código Estructural), pudiendo condicionar la resistencia característica mínima del hormigón (véase el apartado 43.2.1 de este Código Estructural).

NOTA: Para más información consultar el Apéndice E.

(5) Donde se empleen fijaciones metálicas que permitan su inspección y sustitución, pueden utilizarse revestimientos de protección en caso de encontrarse a la intemperie. En caso contrario, deberán estar fabricadas con materiales resistentes a la corrosión.

(6) Requisitos adicionales a los establecidos en esta sección deberán considerarse para situaciones especiales (por ejemplo para estructuras de naturaleza temporal o monumental, estructuras sometidas a condiciones extremas o acciones inusuales, etc.).

4.2 Condiciones ambientales

(1) Las condiciones de exposición son condiciones físicas y químicas a las que la estructura está expuesta, además de las acciones mecánicas ya comentadas.

(2) Las condiciones ambientales se clasifican de acuerdo con la tabla 27.1.a de este Código Estructural.

(3) Además de las condiciones de la tabla 27.1.a de este Código Estructural, deberán considerarse una serie de acciones agresivas o indirectas como:

Ataque químico ocasionado por:

- La utilización del edificio o de la estructura (almacenaje de líquidos, etc.).
- Disoluciones de ácidos o de sales sulfatadas (apartado 43.3.4 de este Código Estructural).
- Cloruros contenidos en el hormigón.
- Reacciones árido-álcali (apartado 43.3.4.3 de este Código Estructural).

Ataque físico ocasionado por:

- Variaciones de temperatura.
- Abrasión (véase 4.4.1.2(13)).
- Penetración de agua (apartado 43.3.2 de este Código Estructural).

Tabla A19. 4.1 Clases de exposición relativas a las condiciones ambientales de acuerdo con el Artículo 27 de este Código Estructural.

Designación de la clase	Descripción del entorno	Elementos informativos donde pueden existir las clases de exposición
1 Sin riesgo de corrosión o ataque		
X0	Para hormigón en masa: Todas las exposiciones excepto en las que existan ciclos de hielo/deshielo, abrasión o ataque químico. Para hormigón con armadura o metal embebido: muy seco.	Elementos de hormigón en masa. Hormigón situado en el interior de los edificios con una humedad en el aire muy baja (HR < 45%).
2 Corrosión por carbonatación		
XC1	Seco o permanentemente húmedo	Elementos de hormigón armado o pretensado dentro de recintos cerrados (tales como edificios), con humedad del aire baja. (HR<65%). Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente sumergido en agua no agresiva.
XC2	Húmedo, raramente seco	Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente en contacto con agua o enterrados en suelos no agresivos (por ejemplo, cimentaciones).
XC3	Humedad moderada	Elementos de hormigón armado o pretensado dentro de recintos cerrados (tales como edificios), con humedad media o alta. (HR>65%). Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, protegidos de la lluvia.
XC4	Sequedad y humedad cíclica	Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, expuestos al contacto con el agua, de forma no permanente (por ejemplo, la procedente de la lluvia).
3 Corrosión inducida por cloruros de origen no marino		
XD1	Humedad moderada	Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, expuestas a aerosoles con iones cloruro con origen no marino.

XD2	Húmedo, raramente seco	Piscinas. Elementos de hormigón armado o pretensado expuestos a aguas industriales que contienen cloruros.
XD3	Ciclos de humedad y secado	Elementos de puentes expuestos a salpicaduras de aguas con cloruros, situados a menos de 10 metros de distancia horizontal o a menos de 5 metros de distancia vertical de una zona de rodadura donde se usen sales de deshielo. Elementos enterrados a menos de 1 metro del borde de una zona de rodadura donde se usen sales de deshielo. Losas en aparcamientos.
4 Corrosión inducida por cloruros de origen marino		
XS1	Exposición a aerosoles marinos, pero sin contacto directo con el agua marina	Elementos estructurales de hormigón armado o pretensado sometidos a los aerosoles marinos, ubicados en la costa o cerca de la costa ¹ .
XS2	Permanentemente sumergido en agua de mar	Elementos estructurales de hormigón armado o pretensado permanentemente sumergidos en agua marina.
XS3	Zona de carrera de mareas afectadas por el oleaje o salpicaduras	Elementos estructurales de hormigón armado o pretensado situados en zona de carrera de mareas, afectadas por el oleaje o salpicaduras.
5 Ataque por hielo/deshielo		
XF1	Saturación moderada, sin sales fundentes	Elementos con superficies verticales expuestas a lluvia y helada (tales como fachadas y pilares). ¹ Elementos con superficies horizontales no saturados, pero expuesto a lluvia y helada.
XF2	Saturación moderada, con sales fundentes	Mismo tipo de elementos que en la clase XF1, pero expuestos a sales fundentes, bien directamente o bien a sus salpicaduras y/o escorrentía (por ejemplo dinteles, pilas, cargaderos, etc.). ¹
XF3	Saturación alta, sin sales fundentes	Elementos con superficies horizontales donde se pueda acumular el agua y estén expuestas a la helada. ¹
XF4	Saturación alta con sales fundentes o agua de mar	Elementos con superficies horizontales donde se pueda acumular el agua y estén expuestas a la helada y sales fundentes, bien directamente o bien a sus salpicaduras. ¹
6 Ataque químico		
XA1	Ambiente de una débil agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas subterráneas.
XA2	Ambiente de una moderada agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas subterráneas.
XA3	Ambiente de una alta agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas subterráneas.
7 Erosión		
XM1	Elementos sometidos a erosión/abrasión moderada	Losas sometidas al tráfico de vehículos.

XM2	Elementos sometidos a erosión/abrasión intensa	Losas en zonas industriales sometidas al tráfico de carretillas de horquillas con neumáticos.
XM3	Elementos sometidos a erosión/abrasión extrema	Losas en zonas industriales sometidas al tráfico de carretillas de horquillas con ruedas de acero o cadenas.

¹ El autor del proyecto considerará que un elemento está expuesto a la helada cuando está ubicado en zonas con una humedad ambiental en invierno superior al 75 % de humedad relativa y tenga una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5°C. Asimismo, considerará que es probable el uso de sales fundentes cuando el elemento está ubicado en zonas con más de 5 nevadas anuales o con un valor medio de la temperatura media diaria en invierno inferior a 0°C.

NOTA: La composición del hormigón afecta tanto a la protección de la armadura como a la resistencia del hormigón frente a ataques. La tabla 43.2.1.b del Código Estructural establece una resistencia característica mínima indicativa para las diferentes clases de exposición. Esto puede conducir al empleo de hormigones con resistencias características superiores a las requeridas para el cálculo estructural. En estos casos el valor de f_{ctm} deberá estar asociado con la mayor resistencia, para el cálculo de la armadura mínima y el control de la abertura de fisura (véanse desde el apartado 7.3.2 al 7.3.4).

4.3 Requisitos para la durabilidad

(1) Con el fin de alcanzar la vida útil de proyecto requerida para la estructura, deberán tomarse las medidas adecuadas para proteger cada elemento estructural frente a las acciones ambientales correspondientes.

(2) Deberán incluirse los requisitos para la durabilidad cuando se analicen los siguientes aspectos:

- Concepción estructural.
- Selección de materiales.
- Detalles constructivos.
- Ejecución.
- Control de calidad.
- Inspección.
- Comprobaciones.
- Medidas especiales (por ejemplo el uso de acero inoxidable, revestimientos, protección catódica, etc.).

4.4 Métodos de comprobación

4.4.1 Recubrimiento del hormigón

4.4.1.1 Generalidades

(1) El recubrimiento del hormigón es la distancia entre la superficie del hormigón y la superficie de la armadura más cercana (incluyendo empalmes, cercos y armadura de piel, en su caso).

(2) El recubrimiento nominal deberá especificarse en los planos. Se define como un recubrimiento mínimo, c_{min} (véase el apartado 4.4.1.2), al que se le añade un margen de tolerancia para aplicarlo al cálculo, Δc_{dev} (véase el apartado 4.4.1.3):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.1)$$

4.4.1.2 Recubrimiento mínimo, c_{min}

(1) El recubrimiento mínimo del hormigón, c_{min} deberá establecerse para asegurar:

- La adecuada transmisión de los esfuerzos de adherencia (véase también los apartados 7 y 8).
- La protección del acero contra la corrosión (durabilidad).
- Una resistencia adecuada al fuego (véase el Anejo 20).

(2) Deberá utilizarse el mayor valor de c_{min} que satisfaga los requisitos de adherencia y los relativos a las condiciones ambientales, con los criterios recogidos en los apartados 44.2.1, 44.3, 44.4 y 44.5 de este Código Estructural.

(3) Con el fin de transmitir los esfuerzos adherentes de forma segura y garantizar una adecuada compactación del hormigón, el recubrimiento mínimo no debe ser inferior a lo establecido en el apartado 44.2.1.1 de este Código Estructural ni al $c_{min,b}$, establecido en la tabla A19.4.2

Tabla A19.4.2 Requisitos de recubrimiento mínimo, $c_{min,b}$, con respecto a la adherencia.

Requisitos de Adherencia	
Disposición de las barras	Recubrimiento mínimo $c_{min,b}^*$
Aisladas	Diámetro de la barra
Agrupadas	Diámetro equivalente (ϕ_n) (véase el apartado 49.4.1.2 de este Código Estructural)

* Si el tamaño nominal del árido es mayor de 32 mm, $c_{min,b}$ debe incrementarse en 5 mm.

En el caso de vainas circulares o rectangulares para postes adherentes o armaduras activas pretesas, los valores de $c_{min,b}$ se establecen a continuación.

Para armaduras postes adherentes, se adoptarán los siguientes valores:

- En el caso de tendones con vainas circulares: un diámetro.
- En el caso de tendones con vainas rectangulares, el mayor de los siguientes valores:
 - a. la menor dimensión de la vaina,
 - b. la mitad de la mayor dimensión de la vaina o grupos de vainas en contacto.

No es necesario que este valor supere los 80 mm. En cualquier caso deberá estar comprendido entre 40 mm y 80 mm.

Para las armaduras pretesas se adoptarán:

- 1,5 veces el diámetro del cordón o del alambre liso, o
- 2,5 veces el diámetro del alambre grafilado.

(4) El recubrimiento mínimo del anclaje en las armaduras de pretensado debe disponerse de acuerdo con lo establecido en el correspondiente Documento de Evaluación Europeo.

(5) Los valores de recubrimiento mínimo para la armadura pasiva y activa, en el caso de hormigones convencionales, se establecen mediante $c_{min,dur}$, en el Artículo 44 de este Código Estructural.

(7) En el caso de utilizar acero inoxidable, o de tomar otras medidas especiales, el recubrimiento mínimo puede reducirse en $\Delta c_{dur,st}$, de acuerdo con el apartado 43.3 de este Código Estructural.

(8) En el caso de que el autor del proyecto establezca la adopción de medidas especiales de protección (protección catódica, armaduras galvanizadas, empleo de aditivos inhibidores de corrosión, etc.), el valor del recubrimiento mínimo será el definido en el apartado 43.3 de este Código Estructural.

En muchas ocasiones, la vida útil del propio sistema de protección puede ser sensiblemente inferior a la de la estructura. Para poder aplicar la disminución del recubrimiento recogido en este apartado, el autor del proyecto deberá especificar además las medidas necesarias para garantizar el mantenimiento

de la eficacia del sistema especial de protección durante la totalidad de la vida útil de la estructura prevista en el proyecto.

(9) Para el caso de la disposición de hormigón in situ sobre otros elementos de hormigón (prefabricado o in situ), el recubrimiento mínimo entre la armadura y la zona de contacto debe reducirse a un valor tal que cumpla los requisitos de adherencia (véase el punto (3)) siempre que:

- La resistencia característica del hormigón sea como mínimo $f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$.
- El tiempo de exposición al ambiente exterior de la superficie de hormigón sea corto (< 28 días).
- La zona de contacto sea rugosa.

(10) Para armaduras activas no adherentes el recubrimiento debe establecerse de acuerdo al correspondiente Documento de Evaluación Europeo.

(11) Para superficies irregulares (por ejemplo con árido expuesto) el recubrimiento mínimo deberá incrementarse como mínimo 5 mm .

(12) Para las situaciones de hielo/deshielo o ataque químico al hormigón (Clases XF y XA), se prestará una especial atención a la composición de dicho hormigón (véase la tabla 43.2.1a de este Código Estructural). El recubrimiento indicado deberá cumplir lo establecido en los apartados 44.3 y 44.4 de este Código Estructural.

(13) Para el caso de abrasión del hormigón tendrá en cuenta lo establecido en el apartado 44.5 de este Código Estructural. Adicionalmente, se deberá incrementar el recubrimiento de hormigón (capa de sacrificio). En este caso, el recubrimiento mínimo, c_{min} , deberá incrementarse en $k_1 = 5 \text{ mm}$ para las clases de abrasión XM1, en $k_2 = 10 \text{ mm}$ para XM2 y en $k_3 = 15 \text{ mm}$ para XM3.

NOTA: La clase de abrasión XM1 supone una abrasión moderada, como la de los elementos situados en zonas industriales frecuentadas por vehículos con neumáticos. La clase de abrasión XM2 supone una abrasión alta, como la de los elementos situados en zonas industriales frecuentadas por carretillas elevadoras con neumáticos o ruedas de goma maciza. La clase de abrasión XM3 supone una abrasión extrema, como la de los elementos situados en zonas industriales frecuentadas por carretillas elevadoras con ruedas de elastómero, acero o vehículos de orugas.

4.4.1.3 Tolerancias en el cálculo para las desviaciones de la ejecución

(1) Para el cálculo del recubrimiento nominal, c_{nom} , se deberá añadir al recubrimiento mínimo un incremento, $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$, de forma que exista una tolerancia adecuada a la hora de la ejecución. El recubrimiento mínimo debe incrementarse en el valor absoluto de la desviación negativa aceptada.

(2) El Anejo 14 establece las desviaciones admisibles. En circunstancias normales, serán también suficientes para otros tipos de estructura. Este valor deberá tenerse en cuenta a la hora de calcular el valor del recubrimiento nominal de proyecto. El valor nominal se utilizará en los cálculos y se indicará en los planos, a no ser que se especifique un valor diferente (por ejemplo un valor mínimo).

(3) En ciertas situaciones puede reducirse la desviación admisible y por lo tanto la tolerancia, Δc_{dev} , como por ejemplo:

- a) En el caso de elementos estructurales ejecutados in situ con un control de ejecución intenso, según los criterios definidos en el Artículo 14 de este Código Estructural, se tomará $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$,
- b) En el caso de elementos prefabricados con control de ejecución intenso en las instalaciones de prefabricación, según los criterios definidos en el Artículo 14 de este Código Estructural, se tomará $\Delta c_{dev} = 0$.

(4) En el caso de hormigón vertido sobre una superficie irregular, se deberá aumentar el recubrimiento nominal permitiendo mayores tolerancias en el cálculo. Este incremento deberá ajustarse a las diferencias causadas por las irregularidades, considerando, para el recubrimiento mínimo, un valor no

inferior a $k_1 = 0 \text{ mm}$ para hormigón vertido sobre hormigón de limpieza y $k_2 = 70 \text{ mm}$ para hormigón vertido directamente contra el terreno. El recubrimiento de la armadura para cualquier tipo de superficie estriada, de áridos expuestos, etc. se debe aumentar también con el fin de paliar las irregularidades de la superficie (véase el apartado 4.4.1.2(11)).

5 Análisis estructural

5.1 Generalidades

5.1.1 Requisitos generales

(1) El propósito del análisis estructural es establecer la distribución de esfuerzos así como la distribución de tensiones, deformaciones y desplazamientos sobre toda la estructura o parte de la misma. Si fuera necesario, se llevará a cabo un análisis local en aquellas partes que lo requieran.

NOTA: En la mayoría de los casos habituales, el análisis se utiliza para establecer la distribución de esfuerzos. La comprobación o demostración completa de la resistencia de las secciones se basará en los efectos de dichas acciones. Sin embargo, para ciertos elementos particulares, los métodos de análisis empleados (por ejemplo el análisis mediante elementos finitos) dan como resultado tensiones, deformaciones y desplazamientos en vez de esfuerzos. Por ello, se requieren métodos especiales para utilizar estos resultados con el fin de obtener una comprobación adecuada.

(2) El análisis local será necesario cuando la hipótesis de distribución lineal de deformaciones no sea válida, por ejemplo:

- En las proximidades de los apoyos.
- En zonas de concentración de cargas.
- En las intersecciones viga-pilar.
- En zonas de anclaje.
- En zonas de cambio de sección.

(3) Para los campos planos de tensiones, se puede emplear un método simplificado para determinar la armadura.

NOTA: En el Apéndice F se indica un método simplificado.

(4) El análisis puede llevarse a cabo utilizando modelizaciones de la geometría y del comportamiento de la estructura. Los modelos empleados deben ser adecuados para el caso considerado.

(5) El efecto de la geometría y las propiedades de la estructura sobre su comportamiento en cada fase de la construcción debe considerarse en el cálculo.

(6) Algunos modelos de comportamiento habitualmente empleados en el análisis son:

- Comportamiento elástico lineal (véase el apartado 5.4).
- Comportamiento elástico lineal con redistribuciones limitadas (véase el apartado 5.5).
- Comportamiento plástico (véase el apartado 5.6), incluyendo modelos de bielas y tirantes (véase el apartado 5.6.4).
- Comportamiento no lineal (véase el apartado 5.7).

(7) En edificación, la deformación de losas y elementos lineales debida a esfuerzos cortantes y axiles, puede despreciarse en los casos en que esta sea inferior al 10% de la deformación debida a flexión.

5.1.2 Requisitos especiales para las cimentaciones

(1) En los casos en los que la interacción terreno-estructura tenga una influencia importante sobre los efectos de las acciones en la estructura, las propiedades del terreno y los efectos de la interacción deberán tenerse en cuenta de acuerdo con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

NOTA: Para más información relativa al análisis de cimentaciones superficiales véase el Apéndice G.

(2) Para el cálculo de cimentaciones superficiales pueden utilizarse modelos simplificados para la descripción de la interacción terreno-estructura.

NOTA: Para zapatas aisladas y encepados, los efectos de la interacción terreno-estructura puede despreciarse.

5.1.3 Hipótesis de carga y combinaciones

(1) Las combinaciones de acciones a considerar (véase el apartado 6 del Anejo 18 de este Código Estructural) deberán tener en cuenta las hipótesis de carga correspondientes, de forma que permitan establecer las condiciones críticas de cálculo en todas las secciones, dentro de la estructura o en la parte que sea objeto de estudio.

El autor del proyecto podrá definir las distribuciones de carga simplificadas en función de las características particulares de cada caso.

NOTA: En algunos casos, puede ser adecuado el uso de distribuciones de carga simplificadas, como por ejemplo, la carga distribuida en damero en tramos alternos. El autor del proyecto decidirá su adopción en cada caso.

5.1.4 Efectos de segundo orden

(1) Los efectos de segundo orden (véase apartado 1 del Anejo 18 de este Código Estructural) deberán tenerse en cuenta en los casos en los que sea probable que puedan afectar de forma significativa a la estabilidad global de la estructura, así como el cumplimiento del Estado Límite Último en las secciones críticas.

(2) Los efectos de segundo orden se tendrán en cuenta de acuerdo con el apartado 5.8.

(3) Para edificación pueden ignorarse los efectos de segundo orden por debajo de ciertos valores límite (véase el apartado 5.8.2(6)).

5.2 Imperfecciones geométricas

(1) En el cálculo de las estructuras y de sus elementos estructurales deberán tenerse en cuenta los efectos desfavorables de las posibles desviaciones en la geometría de la estructura y en la posición de las cargas.

NOTA: Habitualmente, las desviaciones en la dimensiones de la sección se tienen en cuenta en los coeficientes de seguridad del material. Estos no deberían estar incluidos en el cálculo estructural. En el apartado 6.1(4) se establece una excentricidad mínima para las secciones.

(2) Las imperfecciones se tendrán en cuenta en los Estados Límite Últimos en las situaciones de proyecto permanente y accidental.

(3) No será necesaria su consideración para los Estados Límites de Servicio.

(4) Los siguientes criterios son de aplicación a elementos sometidos a compresión simple y a estructuras con cargas verticales, principalmente en edificación. Los valores numéricos indicados están relacionados con desviaciones de ejecución normal (control de ejecución normal de acuerdo al apartado 14.3 de este Código Estructural). En el caso de utilizar desviaciones más estrictas, los valores deben ajustarse consecuentemente.

(5) Las imperfecciones se representan mediante una inclinación establecida a partir de la siguiente expresión:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (5.1)$$

donde:

- θ_0 es el valor básico y es igual a 1/200
- α_h es el coeficiente de reducción por la altura o longitud : $\alpha_h = 2/\sqrt{l}; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$
- α_m es el coeficiente de reducción por el número de elementos : $\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + \frac{1}{m})}$
- l es la altura o longitud (m) (véase el punto (6))
- m es el número de elementos verticales que contribuyen al efecto global.

(6) En la expresión (5.1) la definición de l y m dependen del efecto considerado, por lo que se pueden distinguir 3 casos principales (véase también la figura A19.5.1):

- Efecto sobre un elemento aislado: l = longitud real del elemento, $m = 1$.
- Efecto sobre un sistema de arriostramiento; l = altura del edificio, m = número de elementos verticales que transmiten el esfuerzo horizontal al sistema de arriostramiento.
- Efecto sobre diafragmas de plantas y cubiertas que distribuyen las cargas horizontales: l = altura entre plantas, m = número de elementos verticales en las plantas que transmiten el esfuerzo horizontal al suelo.

(7) Para elementos aislados (véase el apartado 5.8.1), el efecto de las imperfecciones se puede tener en cuenta de dos maneras alternativas a) o b):

- a) como una excentricidad, e_i , establecida como:

$$e_i = \theta_i l_0 / 2 \quad (5.2)$$

donde l_0 es la longitud efectiva, véase el apartado 5.8.3.2.

Para muros y pilares aislados en sistemas arriostrados, $e_i = l_0/400$ puede utilizarse siempre como una simplificación correspondiente a $\alpha_h = 1$.

- b) como una fuerza transversal, H_i , en la posición de momento máximo:

Para elementos no arriostrados (véase la figura A19.5.1 a1):

$$H_i = \theta_i N: \quad (5.3a)$$

Para elementos arriostrados (véase la figura A19.5.1 a2):

$$H_i = 2\theta_i N \quad (5.3b)$$

donde N es el axil.

NOTA: La excentricidad (alternativa a) será la adecuada para elementos isostáticos, mientras que la carga transversal (alternativa b) podrá emplearse para elementos isostáticos e hiperestáticos. La fuerza H_i podrá sustituirse por otra acción transversal equivalente.

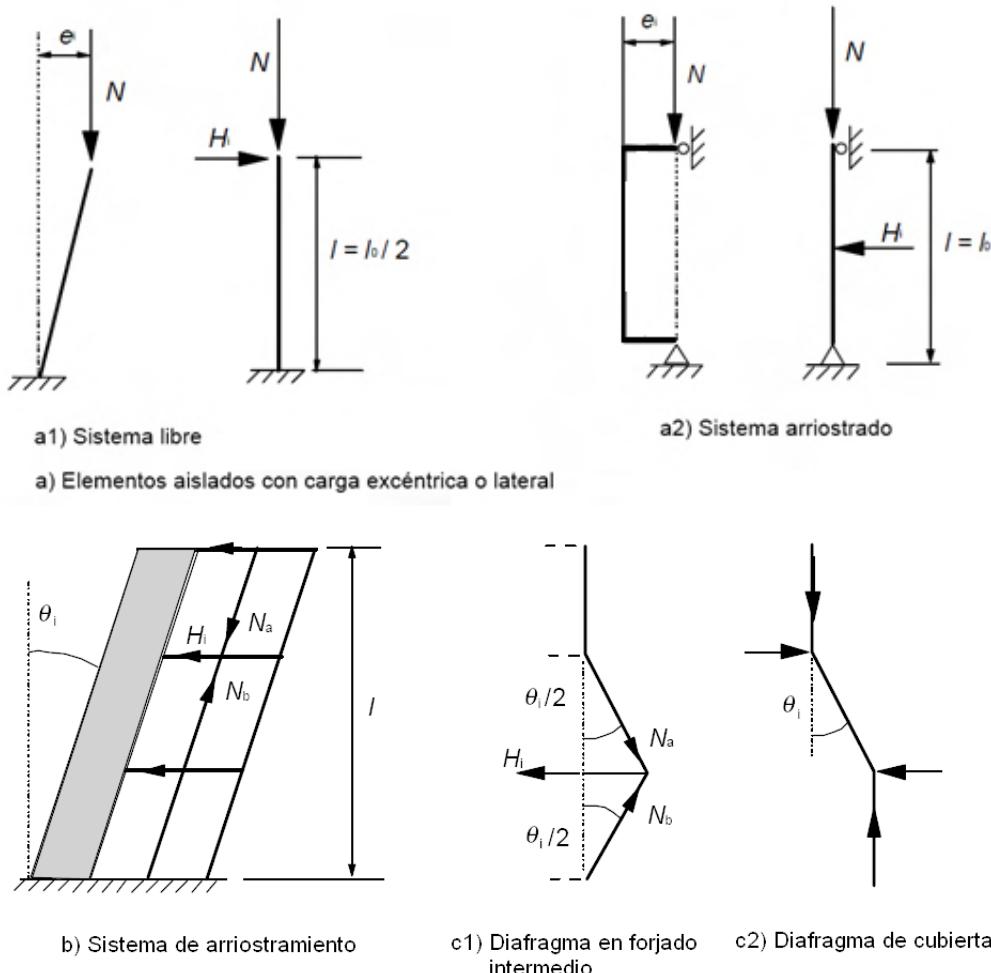


Figura A19.5.1 Ejemplos de los efectos de las imperfecciones geométricas

(8) Para las estructuras, el efecto de la inclinación, θ_i , puede representarse por medio de las fuerzas transversales, que tendrán que incluirse en el análisis junto con el resto de acciones.

Efectos sobre el sistema de arriostramiento, (véase la figura A19.5.1 b):

$$H_i = \theta_i(N_b - N_a) \quad (5.4)$$

Efecto sobre el diafragma de planta, (véase la figura A19.5.1 c1):

$$H_i = \theta_i(N_b - N_a)/2 \quad (5.5)$$

Efecto sobre el diafragma de cubierta, (véase la figura A19.5.1 c2):

$$H_i = \theta_i N_a \quad (5.6)$$

Dónde N_a y N_b son esfuerzos axiles que contribuyen a H_i .

(9) Como alternativa simplificada para muros y pilares aislados en sistemas arriostrados, se puede emplear una excentricidad $e_i = l_0/400$ para cubrir las imperfecciones de las desviaciones de ejecución normales (véase el apartado 5.2(4)).

5.3 Modelización de la estructura

5.3.1 Modelos estructurales para análisis global

(1) Los elementos de una estructura se clasifican, considerando su naturaleza y función, como vigas, pilares, losas, muros, placas, arcos, láminas, etc. Las reglas para el análisis de los elementos más comunes, así como de las combinaciones de los mismos se indican a continuación.

(2) Para edificación serán de aplicación las disposiciones establecidas entre los puntos (3) y (7).

(3) Una viga es un elemento cuya luz es mayor que 3 veces el canto total de la sección, de lo contrario, será considerada como viga de gran canto.

(4) Una losa es un elemento cuya dimensión mínima del paño es mayor que 5 veces el espesor total de la losa.

(5) Una losa sometida principalmente a cargas uniformemente distribuidas, puede considerarse como unidireccional si cumple alguna de las siguientes condiciones:

- posee 2 bordes libres (sin sustentación) y prácticamente paralelos, o
- se trata de la parte central de una losa prácticamente rectangular apoyada en cuatro bordes, cuya relación entre la mayor y la menor luz debe ser mayor que 2.

(6) Las losas nervadas o las reticulares no necesitan ser tratadas como elementos discretos en el cálculo, siempre que el ala o la capa de compresión y los nervios transversales, tengan la rigidez a torsión suficiente. Esto se puede suponer con la condición de que:

- El espacio entre nervios no sea superior a 1500 mm.
- El canto del nervio bajo el ala no supere 4 veces su ancho.
- El canto del ala sea al menos 1/10 de la distancia libre entre nervios o 50 mm, tomándose el mayor de ambos.
- La separación entre nervios transversales no exceda 10 veces el canto total de la losa.

El espesor mínimo del ala, de 50 mm, puede reducirse a 40 mm si se disponen bloques permanentes entre los nervios.

(7) Un pilar es un elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho, y su altura es al menos 3 veces el canto de la sección. Si no cumple estos requisitos, se considerará un muro.

5.3.2 Parámetros geométricos

5.3.2.1 Ancho eficaz de las alas (para la comprobación de todos los estados límite)

(1) Para vigas en T, el ancho eficaz del ala, sobre el que se suponen unas condiciones uniformes de tensión, dependerá de las dimensiones de ala y alma, del tipo de cargas, de la luz, de las condiciones de apoyo y del armado transversal.

(2) El ancho eficaz del ala, deberá basarse en la distancia l_0 entre los puntos de momento nulo, que deberán obtenerse a partir de la figura A19.5.2.

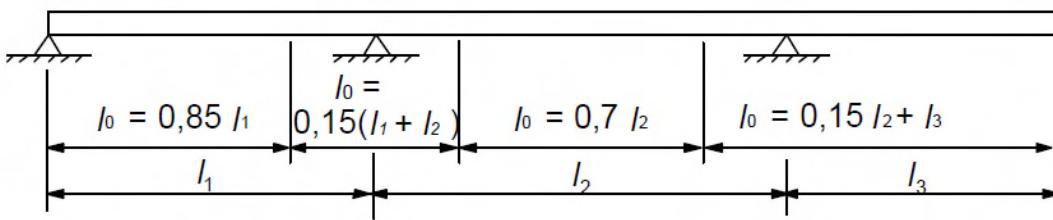


Figura A19.5.2 Definición de l_0 para el cálculo del ancho eficaz del ala

NOTA: La longitud del voladizo l_3 , debe ser inferior a la mitad del vano adyacente y la relación entre las luces de los vanos adyacentes oscilará entre 2/3 y 3/2.

(3) El ancho eficaz del ala b_{eff} para una viga en T o en L se calculará como:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (5.7)$$

donde:

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (5.7a)$$

y

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (5.7b)$$

(Para la notación véanse la figura A19.5.2 y la figura A19.5.3).

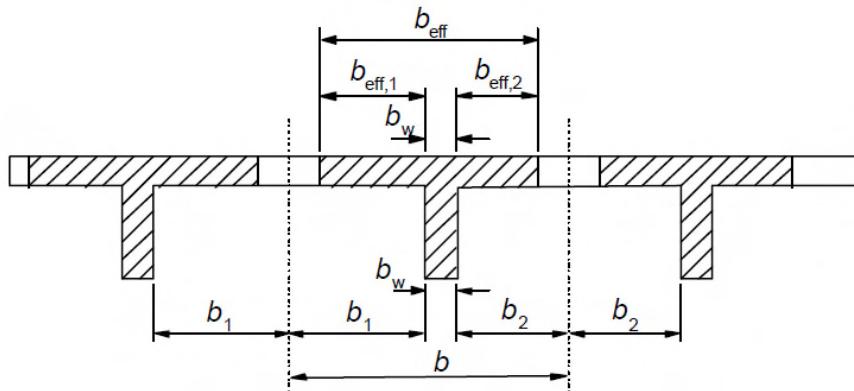


Figura A19.5.3 Parámetro del ancho eficaz del ala

(4) En el caso de que no se requiera gran precisión para el cálculo estructural, se puede tomar un ancho constante en todo el vano. Se aplicará el valor correspondiente a la sección del vano.

5.3.2.2 Luz efectiva de vigas y losas en edificación

NOTA: Las siguientes disposiciones se establecen principalmente para el cálculo de elementos. Para el cálculo de pórticos, se podrán utilizar algunas de estas simplificaciones cuando sea adecuado.

(1) La luz efectiva l_{eff} de un elemento debe calcularse como:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \quad (5.8)$$

donde:

l_n es la distancia libre entre las caras de los apoyos,

los valores de a_1 y a_2 , en cada extremo del vano, pueden determinarse a partir de los valores apropiados de a_i , extraídos de la figura A19.5.4, donde t es el ancho de los elementos de apoyo.

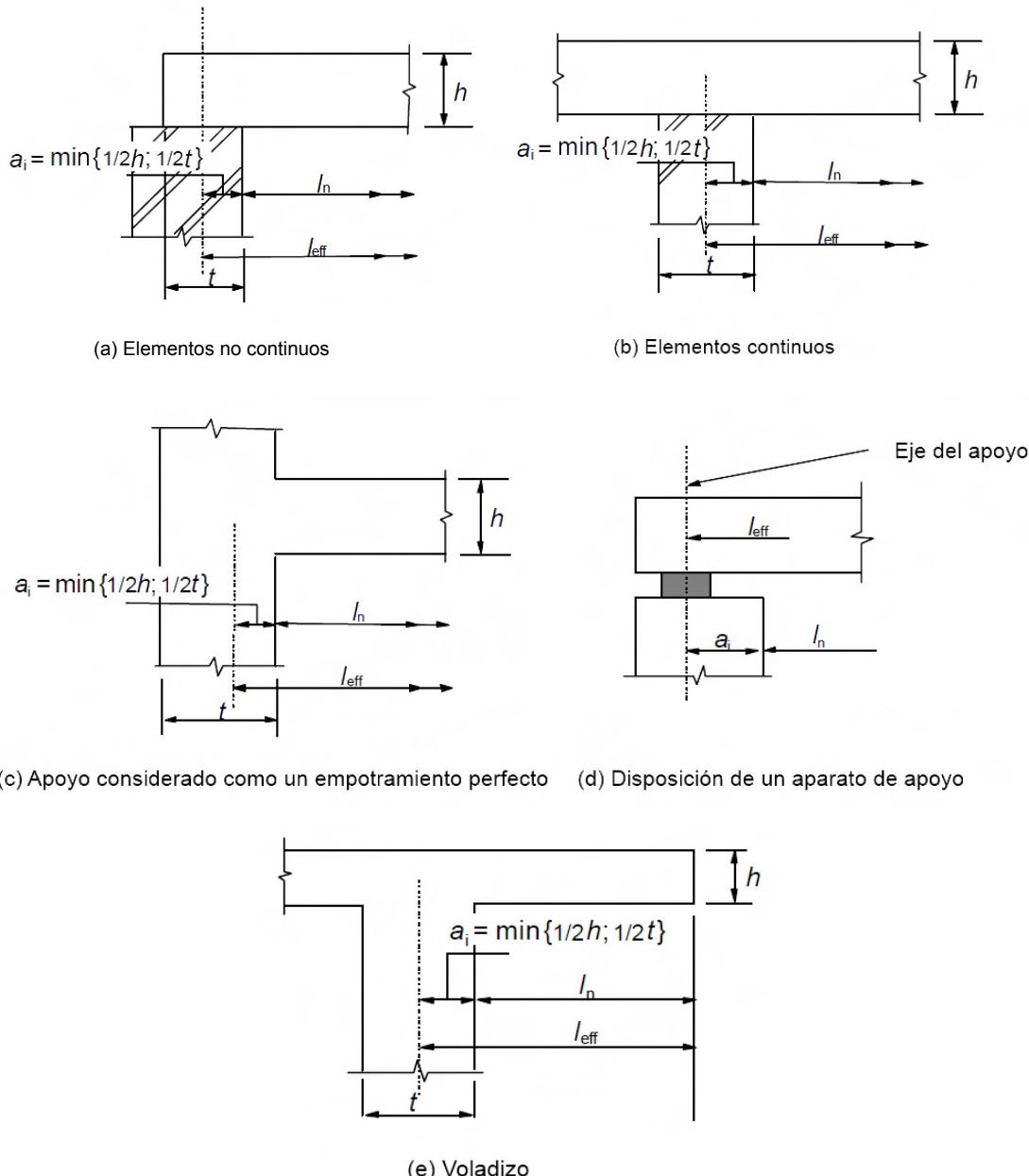


Figura A19.5.4 Luz efectiva (l_{eff}) para diferentes condiciones de apoyo

(2) Las losas y vigas continuas pueden calcularse, en general, suponiendo que los apoyos no restringen el giro.

(3) En el caso de vigas o losas monolíticas con sus apoyos, el momento crítico de cálculo en los apoyos debe tomarse igual al existente en la cara del apoyo. El momento de cálculo y las reacciones transferidas al elemento de apoyo (por ejemplo pilares, muros, etc.) deberán tomarse como el mayor entre los valores elásticos y los redistribuidos.

NOTA: El momento en la cara del apoyo no debe ser inferior a 0,65 veces el momento de empotramiento.

(4) Sin tener en cuenta el método de análisis utilizado, para el caso en el que una viga o losa sea continua sobre un apoyo, supuestamente sin coacción al giro (por ejemplo sobre muros), el momento de

cálculo del apoyo, calculado para una luz de valor igual a la distancia entre los centros de los apoyos, se puede reducir en una cantidad ΔM_{Ed} , según establece la siguiente formulación:

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t / 8 \quad (5.9)$$

donde:

$F_{Ed,sup}$ es la reacción de cálculo del apoyo

t es el ancho del soporte (véase la figura A19.5.4 b)).

NOTA: En el caso de utilizar aparatos de apoyo, t deberá tomarse como el ancho del aparato.

5.4 Análisis elástico lineal

(1) El cálculo de elementos en los Estados Límite de Servicio y en los Estados Límite Últimos, se puede realizar mediante un análisis basado en la teoría de la elasticidad.

(2) Para determinar los efectos de las acciones, el análisis lineal puede llevarse a cabo suponiendo:

- (i) secciones no fisuradas,
- (ii) un diagrama de tensión-deformación lineal y
- (iii) valor medio del módulo de elasticidad.

(3) Para la evaluación de las acciones térmicas, asientos diferenciales y retracción en Estado Límite Último (ELU), se puede suponer una reducción de la rigidez correspondiente a las secciones fisuradas, despreciando la rigidización de tracción, pero incluyendo los efectos de la fluencia. Para los Estados Límite de Servicio (ELS) se considerará una evolución gradual de la fisuración.

5.5 Análisis elástico lineal con redistribución limitada

(1) En todos los aspectos del cálculo se deberá considerar la influencia de cualquier redistribución de momentos que pueda producirse.

(2) El análisis lineal con redistribución limitada se podrá aplicar en el análisis de los elementos estructurales para la comprobación del Estado Límite Último.

(3) El momento calculado en Estado Límite Último utilizando el análisis elástico lineal, puede redistribuirse, siempre que la distribución resultante de momentos permanezca en equilibrio con las cargas aplicadas.

(4) En vigas continuas o losas que:

a) estén principalmente sometidas a flexión, y

b) la relación de las luces de los vanos adyacentes esté comprendida entre 0,5 y 2,

la redistribución de los momentos flectores puede llevarse a cabo sin una comprobación explícita de la capacidad de giro, siempre que:

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (5.10a)$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2 \quad (5.10b)$$

$\geq k_5$ en el caso de utilizar armaduras tipo S o SD (véase tabla 34.2.a)

$\geq k_6$ en el caso de utilizar armadura de tipo T (véase la tabla 34.3). En este caso, los aceros tipo T tendrán que garantizar, además, las siguientes condiciones adicionales: relación $f_s/f_y \geq 1,05$, $\epsilon_{\max} \geq 2,5$ y las especificaciones a fatiga de la tabla 34.2.b,

donde:

- δ es la relación entre el momento redistribuido y el momento flector elástico
 x_u es la profundidad de la fibra neutra en Estado Límite Último después de la redistribución
 d es el canto útil de la sección
 $k_1 = 0,44$
 $k_2 = 1,25 (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$
 $k_3 = 0,54$
 $k_4 = 1,25 (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$
 $k_5 = 0,7$
 $k_6 = 0,8 \cdot \varepsilon_{cu2}$
 ε_{cu2} es la deformación ultima cuyo valor se obtendrá de la tabla A19. 3.1.

- (5) La redistribución no debe llevarse a cabo en los casos en los que la capacidad de giro no pueda definirse con seguridad (por ejemplo en las esquinas de pórticos pretensados).
(6) Para el cálculo de pilares se usarán los momentos elásticos de la acción de la estructura sin redistribución alguna.

5.6 Análisis plástico

5.6.1 Generalidades

- (1) Los métodos basados en el análisis plástico se usarán únicamente para la comprobación en Estado Límite Último.
(2) La ductilidad de las secciones críticas deberá ser suficiente para que se forme el mecanismo previsto.
(3) El análisis plástico se basará en el método del límite inferior (estático) o en el método del límite superior (cinemático).
(4) En general se podrán ignorar los efectos de aplicaciones previas de carga y suponerse un crecimiento monótono de la intensidad de las acciones.

5.6.2 Análisis plástico de vigas, estructuras y losas

- (1) Podrá utilizarse el análisis plástico sin comprobación de la capacidad de giro para el Estado Límite Último, siempre que se cumplan las condiciones del apartado 5.6.1(2).
(2) Se considerará que se satisface la ductilidad requerida, sin comprobación alguna, si se cumplen las siguientes condiciones:

- El área de la armadura de tracción se limita de forma que en cualquier sección:
 $x_u/d \leq 0,25$ para $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$
 $x_u/d \leq 0,15$ para $f_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$
- La armadura pasiva es tipo S o SD
- La relación de momentos en los apoyos intermedios respecto a los momentos en el vano se encuentran entre 0,5 y 2.

- (3) Los pilares se comprobarán utilizando el máximo momento plástico que pueda transmitirse por los elementos de unión. Para las uniones con losas planas, este momento se incluirá en el cálculo de punzonamiento.

(4) Cuando se utilice el análisis plástico de losas, deberán tenerse en cuenta cualquier falta de uniformidad de la armadura, las fuerzas de tracción en las esquinas y la torsión en los bordes libres.

(5) El método plástico puede extenderse a losas aligeradas (nervadas, alveoladas, reticulares), si su respuesta es similar al de una losa maciza, especialmente en lo que se refiere a los efectos de la torsión.

5.6.3 Capacidad de giro

(1) El procedimiento simplificado para vigas y losas unidireccionales continuas se basa en la capacidad de giro existente en una longitud aproximadamente igual a 1,2 veces el canto de la sección. Se supondrá que estas zonas experimentan una deformación plástica (formación de rótulas plásticas) bajo la combinación de acciones correspondiente. La comprobación del giro plástico en Estado Límite Último se considerará correcta si, bajo la correspondiente combinación de acciones, el giro calculado, θ_s , es menor o igual al giro plástico permitido (véase figura A19.5.5).

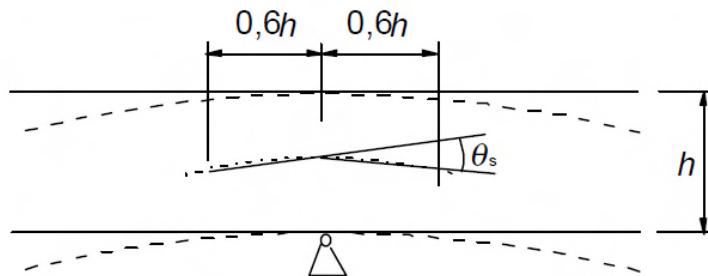


Figura A19.5.5 Giro plástico θ_s de la sección de hormigón armado para vigas y losas unidireccionales continuas

(2) En las regiones de rótulas plásticas, x_u/d no excederá el valor 0,45 para hormigón con $f_{ck} \leq 50$ N/mm², y 0,35 para hormigón con $f_{ck} \geq 55$ N/mm².

(3) El giro θ_s debe determinarse basándose en los valores de cálculo de las acciones y materiales, así como en los valores medios del pretensado en el instante considerado.

(4) En el procedimiento simplificado, el giro plástico permitido puede determinarse multiplicando el valor del giro básico permitido $\theta_{pl,d}$ por un coeficiente de corrección k_λ que depende de la esbeltez a cortante.

Para los aceros tipo S o SD se adoptan los valores de $\theta_{pl,d}$, definidos en la figura A19.5.6. Para hormigones con resistencias f_{ck} menores a 50 N/mm² se adoptarán los valores obtenidos de la gráfica correspondiente a $f_{ck} = 50$ N/mm². En el caso de resistencias comprendidas entre 50 y 90 N/mm² se interpolará linealmente entre las dos gráficas que se presentan en la figura. En el caso de aceros de tipo T, no se podrá aplicar el cálculo plástico.

NOTA: Los valores se aplican para una esbeltez a cortante $\lambda = 3,0$. Para otros valores de la esbeltez a cortante, $\theta_{pl,d}$ podrá multiplicarse por k_λ :

$$k_\lambda = \sqrt{\lambda/3} \quad (5.11)$$

donde λ es la relación entre la distancia comprendida entre los puntos de momento nulo y de momento máximo después de la redistribución y el canto útil, d .

Como simplificación, λ puede calcularse para los valores de cálculo concomitantes de momento flector y esfuerzo cortante:

$$\lambda = M_{sd} / (V_{sd} \cdot d) \quad (5.12)$$

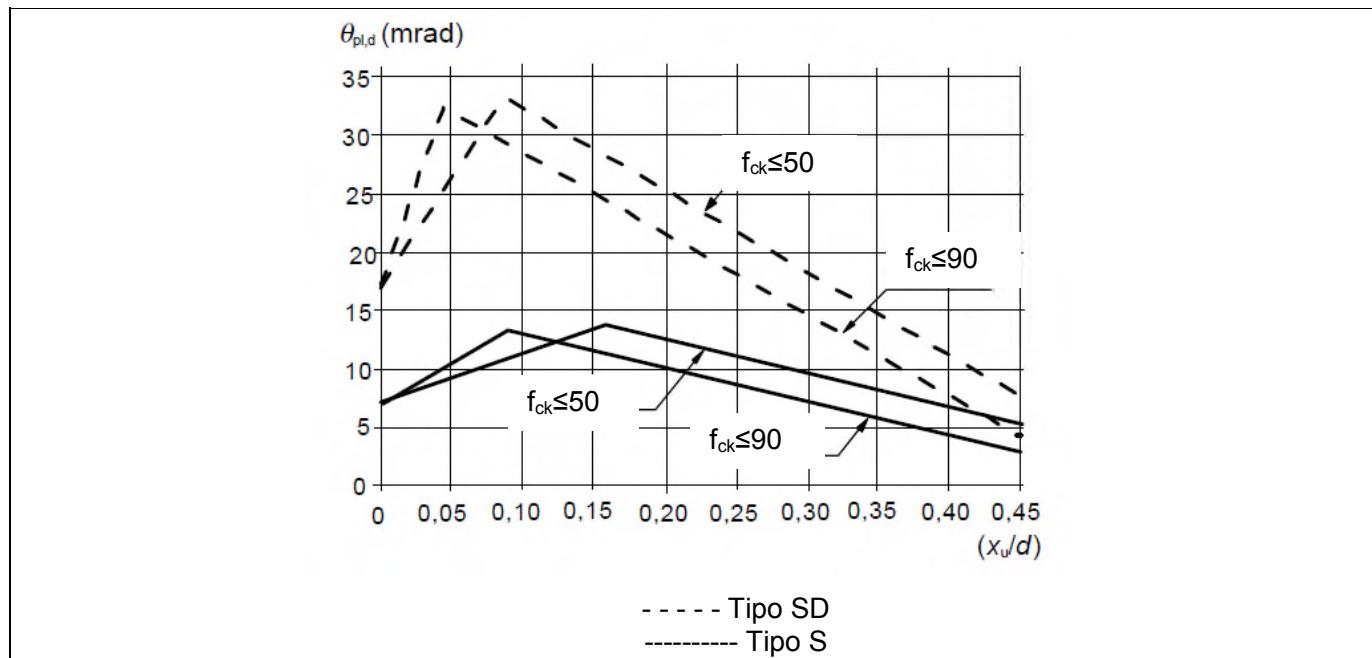


Figura A19.5.6 Valores básicos de giro permitido, $\theta_{pl,d}$, en secciones de hormigón armado para armadura de tipo S y SD. Los valores se aplican para una esbeltez a cortante $\lambda = 3,0$

5.6.4 Análisis mediante modelos de bielas y tirantes

(1) Los modelos de bielas y tirantes pueden utilizarse para el cálculo en Estado Límite Último de regiones continuas (estado fisurado de vigas y losas, véanse apartados 6.1 a 6.4), así como para el cálculo en Estado Límite Último y la definición de los detalles de armado de las regiones discontinuas (véase apartado 6.5). En general, estas regiones de discontinuidad se extienden hasta una distancia h (canto de la sección del elemento) desde la discontinuidad. Los modelos de bielas y tirantes pueden emplearse en aquellos elementos en los que se suponga una distribución lineal en la sección, por ejemplo, la deformación plana.

(2) Las comprobaciones en Estado Límite de Servicio pueden realizarse también mediante modelos de bielas y tirantes, por ejemplo, para la comprobación de las tensiones del acero y el control de la abertura de fisura, si se asegura una compatibilidad aproximada con estos modelos (en particular la posición y dirección de las bielas principales deberá establecerse de acuerdo con la teoría de la elasticidad lineal).

(3) Los modelos de bielas y tirantes consisten en bielas que representan las zonas de tensiones de compresión, tirantes que representan la armadura, además de los nudos de unión. Las fuerzas de los elementos de un modelo de bielas y tirantes deben determinarse manteniendo el equilibrio con las cargas aplicadas en el Estado Límite Último. Los elementos que conforman este modelo deben dimensionarse de acuerdo con las reglas establecidas en el apartado 6.5.

(4) Los tirantes de un modelo de bielas y tirantes deben coincidir en posición y dirección con la armadura pasiva correspondiente.

(5) Los medios posibles para el desarrollo de modelos adecuados de bielas y tirantes incluyen la adopción de trayectorias de tensiones, así como de las redistribuciones procedentes de la teoría elástico-lineal, o del método del incremento de carga. Todo modelo de bielas y tirantes puede optimizarse mediante la utilización de criterios energéticos.

5.7 Análisis no lineal

- (1) Los métodos de análisis no lineal pueden utilizarse tanto para Estado Límite Último como para Estado Límite de Servicio, siempre que se cumpla el equilibrio y la compatibilidad, además de suponer un comportamiento no lineal adecuado de los materiales. El análisis puede ser de primer o de segundo orden.
- (2) En el Estado Límite Último debe comprobarse la capacidad de las secciones críticas para resistir cualquier deformación anelástica derivada del cálculo teniendo en cuenta las incertidumbres de manera apropiada.
- (3) En general, se pueden despreciar los efectos de aplicaciones previas de carga en estructuras sometidas a cargas estáticas pudiendo suponerse un incremento monótono de la intensidad de las acciones.
- (4) Si se realiza un análisis no lineal deben emplearse las características del material que representan la rigidez de forma realista, pero que tengan en cuenta las incertidumbres de fallo. Solo se emplearán los formatos de cálculo válidos dentro del correspondiente campo de aplicación.
- (5) En estructuras esbeltas, en las que no pueden despreciarse los efectos de segundo orden, se podrá utilizar el método de cálculo establecido en el apartado 5.8.6.

5.8 Análisis de los efectos de segundo orden con esfuerzo axil

5.8.1 Definiciones

Flexión esviada: flexión simultánea sobre dos ejes principales.

Elementos o sistemas arriostrados: elementos estructurales o subsistemas que, en el análisis y en el cálculo, se supone que no contribuyen a la estabilidad horizontal global de la estructura.

Elementos o sistemas de arriostramiento: elementos estructurales o subsistemas que, en el análisis y en el cálculo, se supone que contribuyen a la estabilidad horizontal global de la estructura.

Pandeo: fallo debido a la inestabilidad de un elemento o estructura sometido a compresión simple y sin carga transversal.

NOTA: El “pandeo puro” no es un estado límite relevante en las estructuras reales debido a las imperfecciones y a las cargas transversales, pero en algunos métodos puede emplearse como parámetro una carga nominal de pandeo para el análisis de segundo orden.

Carga de pandeo: carga que origina el pandeo. Para el caso de elementos elásticos aislados, es sinónimo de la carga crítica de Euler.

Longitud efectiva: Es la longitud utilizada para tener en cuenta la forma de la curva de desplazamiento del elemento, pudiéndose definir también como la longitud de pandeo, es decir, la longitud de un pilar biarticulado sometido a un esfuerzo normal constante, con la misma sección y carga de pandeo que el elemento real.

Efectos de primer orden: efectos de las acciones sin considerar el efecto de la deformación estructural, pero incluyendo las imperfecciones geométricas.

Elementos aislados: elementos que se encuentran aislados, o elementos de una estructura que se toman como aislados por razones de cálculo. La figura A19.5.7 muestra ejemplos de elementos aislados con diferentes condiciones de apoyo.

Momento nominal hiperestático: momento de segundo orden empleado en determinados métodos de cálculo, proporcionando un momento total compatible con la resistencia última de la sección (véase el apartado 5.8.5(2)).

Efectos de segundo orden: efectos adicionales causados por las deformaciones estructurales.

5.8.2 Generalidades

(1) Este apartado se refiere a elementos y estructuras en los que el comportamiento estructural se ve influido, de forma significativa, por efectos de segundo orden (por ejemplo pilares, muros, arcos y láminas). En estructuras con un sistema de arriostramiento elástico se pueden producir efectos globales de segundo orden.

(2) En el caso de que se tengan en cuenta los efectos de segundo orden, véase el punto (6), el equilibrio y la resistencia deben comprobarse en el estado deformado. Las deformaciones deben calcularse teniendo en cuenta los efectos correspondientes de fisuración, las propiedades no lineales de los materiales y la fluencia.

NOTA: En un análisis que suponga propiedades lineales de los materiales, esto puede tenerse en cuenta mediante la reducción de los valores de la rigidez, véase el apartado 5.8.7.

(3) Donde corresponda, el análisis deberá incluir los efectos de la flexibilidad de los elementos adyacentes y de las cimentaciones (interacción terreno-estructura).

(4) Debe considerarse el comportamiento estructural en la dirección en la que puedan producirse deformaciones y tener en cuenta la flexión esviada cuando sea necesario.

(5) Las incertidumbres en la geometría y posición de las cargas normales (axiles) se tendrán en cuenta como un efecto adicional de primer orden basado en las imperfecciones geométricas, véase el apartado 5.2.

(6) Los efectos de segundo orden pueden ignorarse si son inferiores al 10% de los efectos de primer orden correspondientes. En el apartado 5.8.3.1 se establece un criterio de simplificación para elementos aislados y en el apartado 5.8.3.3 para las estructuras.

5.8.3 Criterios de simplificación para los efectos de segundo orden

5.8.3.1 Criterio de esbeltez para elementos aislados

(1) Como alternativa al apartado 5.8.2(6) los efectos de segundo orden pueden ignorarse si la esbeltez λ (como se define en el apartado 5.8.3.2) se encuentra por debajo del valor λ_{lim} :

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad (5.13)$$

donde:

A = $1/(1 + 0,2\varphi_{ef})$ (si φ_{ef} no es conocido, se puede usar A = 0,7)

B = $1 + \sqrt{1 + 2\omega}$ (si ω no es conocido, se puede usar B = 1,1)

C = $1,7 - r_m$ (si r_m no es conocido, se puede usar C = 0,7)

φ_{ef} = coeficiente de fluencia eficaz, véase el apartado 5.8.4

ω = $A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$; cuantía mecánica de la armadura

A_s = es el área total de la armadura pasiva longitudinal

n = $N_{Ed} / (A_c f_{cd})$; esfuerzo axil relativo

r_m = M_{01} / M_{02} ; relación entre momentos

M_{01}, M_{02} son los momentos de empotramiento de primer orden, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

Si los momentos de empotramiento M_{01} y M_{02} producen tracciones en el mismo lado, r_m se debería tomar como positivo (es decir $C \leq 1,7$), en otro caso como negativo (es decir $C > 1,7$).

En los siguientes casos, r_m se debería tomar como 1,0 (es decir $C = 0,7$):

- para elementos arriostrados en los cuales los momentos de primer orden surgen solo o predominantemente debido a imperfecciones o cargas transversales,
- para elementos sin arriostrar en general.

(2) En los casos de flexión esviada, el criterio de esbeltez puede comprobarse por separado para cada dirección. Dependiendo de los resultados, los efectos de segundo orden (a) pueden despreciarse en ambas direcciones, (b) deben tenerse en cuenta en una dirección, o (c), deben tenerse en cuenta en ambas direcciones.

5.8.3.2 Esbeltez y longitud efectiva de elementos aislados

(1) La esbeltez se define como:

$$\lambda = l_0/i \quad (5.14)$$

donde:

l_0 es la longitud efectiva, véase del apartado 5.8.3.2(2) al 5.8.3.2(7)

i es el radio de giro de la sección de hormigón no fisurada.

(2) Para la definición general de la longitud efectiva, véase el apartado 5.8.1. Los ejemplos de longitud efectiva, para elementos aislados con sección constante, se recogen en la figura A19.5.7.

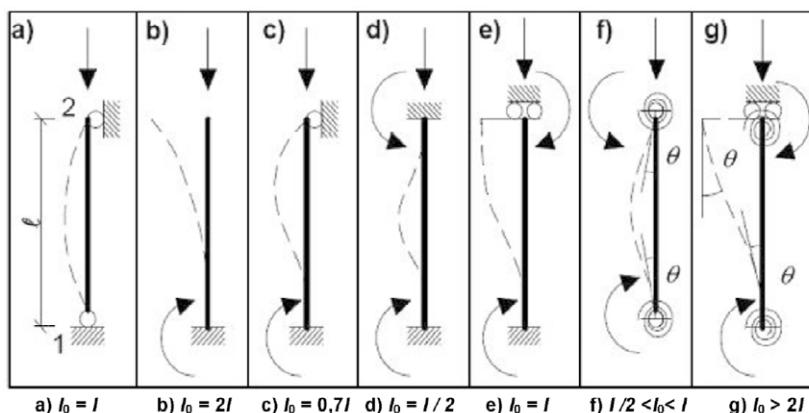


Figura A19.5.7 Ejemplos de diferentes modos de pandeo y sus respectivas longitudes efectivas para elementos aislados

(3) En elementos comprimidos en pórticos, el criterio de esbeltez (véase el apartado 5.8.3.1) debe comprobarse con una longitud efectiva l_0 determinada de la siguiente manera:

Elementos arriostrados (véase figura A19.5.7(f)):

$$l_0 = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45+k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45+k_2}\right)} \quad (5.15)$$

Elementos no arriostrados (véase figura A19.5.7(g)):

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1+k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1+k_2}\right) \right\} \quad (5.16)$$

donde:

k_1 y k_2 flexibilidades relativas de las coacciones al giro en los extremos 1 y 2 respectivamente:

$$k = (\theta/M) \cdot (EI/l)$$

θ es el giro de los elementos coaccionados para el momento flector M (véanse también las figuras (5.7) f) y g))

EI es la rigidez a flexión de un elemento comprimido, véanse también los apartados 5.8.3.2 (4) y (5)

l es la altura libre entre coacciones extremas del elemento de compresión.

NOTA: $k = 0$ es el límite teórico para coacciones rígidas al giro, mientras $k = \infty$ representa el límite para el caso de no existir coacciones. Dado que en la práctica la coacción completa de la rigidez es difícil de encontrar, se recomienda un valor mínimo de 0,1 para k_1 y k_2 .

(4) Si en un nudo un elemento comprimido (pilar) adyacente puede contribuir al giro durante el pandeo pandeo, entonces) en la definición de k (EI/l) debe reemplazarse por $[(EI/l)_a + (EI/l)_b]$, donde a y b representan el elemento comprimido por encima y por debajo del nudo.

(5) En la definición de la longitud efectiva, la rigidez de los elementos de coacción debe incluir el efecto de la fisuración, a menos que en Estado Límite Último se puedan presentar sin fisuras.

(6) Para casos distintos de los definidos en los puntos (2) y (3), como por ejemplo elementos con esfuerzos normales y/o sección variable, el criterio establecido en el apartado 5.8.3.1 debe comprobarse para una longitud efectiva basada en la carga de pandeo (calculado, por ejemplo, mediante un método numérico):

$$l_0 = \pi\sqrt{EI/N_B} \quad (5.17)$$

donde:

EI es la rigidez a flexión representativa

N_B es la carga de pandeo expresada en términos de esta rigidez EI , (en la expresión 5.14). De igual manera, i debe corresponderse con esta rigidez EI .

(7) Los efectos de coacción de los muros transversales puede tenerse en cuenta, para el cálculo de la longitud efectiva de los muros, mediante el coeficiente β , establecido en el apartado 12.6.5.1. Para ello, en la expresión (12.9) y en la tabla A19.12.1, se sustituirá l_w por l_0 , determinada de acuerdo con el apartado 5.8.3.2.

5.8.3.3 Efectos globales de segundo orden en edificación

(1) Como alternativa al apartado 5.8.2(6), los efectos de segundo orden pueden despreciarse en edificación si:

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s+1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (5.18)$$

donde:

$F_{V,Ed}$ es la carga vertical total (en elementos arriostrados y en elementos de arriostramiento)

n_s es el número de plantas

L es la altura total del edificio sobre el nivel de coacción del momento

E_{cd} es el valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón, véase el apartado 5.8.6(3)

I_c es el momento de inercia (de la sección no fisurada de hormigón) del elemento de arriostramiento

$k_1 = 0,31$.

La expresión (5.18) es válida únicamente si se cumplen todas las condiciones siguientes:

- La inestabilidad a torsión no es predominante, es decir, la estructura es razonablemente simétrica,
- Las deformaciones globales por cortante son despreciables (como en un sistema de arriostramiento que consiste principalmente en muros sin grandes aberturas),
- Los elementos de arriostramiento estén fijados de forma rígida a la base, es decir, los giros son despreciables,
- La rigidez de los elementos de arriostramiento es aproximadamente constante a lo largo de su altura.
- El incremento de la carga vertical total es similar en cada una de las plantas.

(2) En la expresión (5.18), k_1 puede adoptar el valor de 0,62, si se puede verificar que los elementos de arriostramiento no están fisurados en el Estado Límite Último.

NOTA 1: Para los casos en los que el sistema de arriostramiento tenga deformaciones globales de cortante y/o giros en los extremos significativos, véase el Apéndice H (que también establece el marco para las reglas descritas anteriormente).

5.8.4 Fluencia

(1) En el análisis de segundo orden deberá tenerse en cuenta el efecto de la fluencia, considerando en la combinación de cargas que se analiza las condiciones generales de la fluencia (véase el apartado 3.1.4) y la duración de las diferentes cargas.

(2) La duración de las cargas se podrá tener en cuenta de forma simplificada, mediante un coeficiente de fluencia efectivo, φ_{ef} , que, utilizado de forma conjunta con las cargas de proyecto, proporciona la deformación de fluencia (curvatura) correspondiente a cargas cuasi-permanentes.

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp}/M_{0Ed} \quad (5.19)$$

donde:

$\varphi(\infty, t_0)$ es el coeficiente de fluencia a tiempo infinito de acuerdo con el apartado 3.1.4

M_{0Eqp} es el momento flector de primer orden en la combinación cuasi-permanente (Estado Límite de Servicio)

M_{0Ed} es el momento flector de primer orden en la combinación de cálculo (Estado Límite Último).

NOTA: También es posible definir φ_{ef} a partir de los momentos flectores M_{Eqp} y M_{Ed} , pero esto requiere la iteración y comprobación de la estabilidad, bajo cargas cuasi-permanentes con $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0)$.

(3) Si en un elemento de la estructura, el cociente M_{0Eqp}/M_{0Ed} varía, dicha relación se puede calcular para la sección de momento máximo, o puede emplearse un valor medio representativo.

(4) El efecto de la fluencia puede ignorarse, es decir, se puede suponer $\varphi_{ef} = 0$, si se cumplen las tres condiciones siguientes:

- $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$
- $\lambda \leq 75$
- $M_{0Ed}/N_{Ed} \geq h$

Aquí M_{0Ed} es el momento de primer orden y h es el canto de la sección en la dirección correspondiente.

NOTA: Si las condiciones para despreciar los efectos de segundo orden, de acuerdo con el apartado 5.8.2(6) o 5.8.3.3, se cumplen de manera muy ajustada, es muy poco conservador despreciar los efectos de

segundo orden o la fluencia, a menos que la cuantía mecánica (ω , véase el apartado 5.8.3.1(1)) sea como mínimo 0,25.

5.8.5 Métodos de cálculo

(1) Los métodos de cálculo incluyen un método general, basado en el análisis no lineal de segundo orden (véase el apartado 5.8.6) y en los dos métodos simplificados siguientes, pudiendo emplearse cualquiera de los dos:

- (a) Método basado en la rigidez nominal, véase el apartado 5.8.7.
- (b) Método basado en la curvatura nominal, véase el apartado 5.8.8.

NOTA: Los momentos nominales de segundo orden, proporcionados por los métodos simplificados (a) y (b), son, a veces, mayores que los momentos correspondientes a la inestabilidad. Esto es así para asegurar que el momento total sea compatible con la resistencia de la sección.

(2) El método (a) puede utilizarse para elementos aislados y para estructuras completas, si los valores de la rigidez nominal se estiman de forma apropiada; véase el apartado 5.8.7.

(3) El método (b) es más adecuado para elementos aislados; véase 5.8.8, pudiéndose emplear también para estructuras completas si se utilizan hipótesis realistas de la distribución de la curvatura.

5.8.6 Método general

(1) El método general se basa en el análisis no lineal, incluyendo la no linealidad de la geometría, es decir, los efectos de segundo orden. Se aplicarán las reglas generales para el análisis no lineal establecidas en el apartado 5.7.

(2) Se deberán utilizar los diagramas tensión-deformación adecuados para hormigón y acero, y tener en cuenta el efecto de la fluencia.

(3) Podrán utilizarse los diagramas tensión-deformación para hormigón del apartado 3.1.5, y en la expresión (3.14) y del acero en la figura A19.3.8 del apartado 3.2.7. Con diagramas tensión-deformación basados en valores de cálculo, el valor de cálculo de la carga última se obtiene directamente del análisis. En el valor de k de la expresión (3.14) se sustituye f_{cm} por la resistencia a compresión de cálculo f_{cd} y E_{cm} por $E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{CE}$, tomando $\gamma_{CE} = 1,2$.

(4) En ausencia de modelos más precisos, puede tenerse en cuenta la fluencia multiplicando todos los valores de deformación del diagrama tensión-deformación del hormigón, de acuerdo con 5.8.6(3), por un coeficiente $(1 + \varphi_{ef})$, donde φ_{ef} es el coeficiente de fluencia efectivo de acuerdo con el apartado 5.8.4.

(5) Debe tenerse en cuenta el efecto favorable de la rigidez a tracción.

NOTA: Este efecto es favorable y, por simplicidad, puede ignorarse siempre.

(6) Normalmente, las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de las deformaciones se cumplen en varias secciones. Una alternativa simplificada es considerar únicamente la sección o secciones críticas, así como una variación apropiada de la curvatura entre estas secciones, por ejemplo, similar al momento de primer orden u otro tipo de simplificación adecuada.

5.8.7 Método basado en la rigidez nominal

5.8.7.1 Generalidades

(1) En un análisis de segundo orden basado en la rigidez, deben utilizarse los valores nominales de la rigidez a flexión, teniendo en cuenta los efectos de la fisuración, la no linealidad de los materiales y la fluencia sobre el comportamiento global. Esto también se aplica a los elementos adyacentes que intervienen en el análisis, como es el caso de vigas, losas y cimentaciones. Cuando corresponda, deberá tenerse en cuenta la interacción terreno-estructura.

(2) El momento de cálculo resultante se emplea para el dimensionamiento de las secciones con respecto al momento flector y al esfuerzo axil, siguiendo lo establecido en 6.1, en comparación con el apartado 5.8.5(1).

5.8.7.2 Rigidez nominal

(1) Para estimar la rigidez nominal de los elementos esbeltos comprimidos con sección transversal arbitraria deberá emplearse el siguiente modelo:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (5.21)$$

donde:

E_{cd} es el valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón, véase el apartado 5.8.6(3)

I_c es el momento de inercia de la sección de hormigón

E_s es el valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura, véase el apartado 5.8.6(3)

I_s es el momento de inercia de la sección de armadura, respecto al centro del área de hormigón

K_c es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos de fisuración, fluencia, etc., véase el apartado 5.8.7.2(2) o (3)

K_s es el coeficiente que tiene en cuenta la contribución de la armadura, véase el apartado 5.8.7.2(2) o (3).

(2) En la expresión (5.21) pueden utilizarse los siguientes coeficientes, siempre que $\rho \geq 0,002$:

$$K_s = 1$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \quad (5.22)$$

donde:

ρ es la cuantía geométrica de armadura, A_s/A_c

A_s es el área total de armadura

A_c es el área de la sección de hormigón

φ_{ef} es el coeficiente de fluencia efectivo, véase el apartado 5.8.4

k_1 es un coeficiente que depende la resistencia del hormigón f_{ck} (expresión (5.23))

k_2 es un coeficiente que depende del esfuerzo axil y la esbeltez (expresión (5.24)).

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (5.23)$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (5.24)$$

donde:

n es el axil reducido, $N_{Ed}/(A_c f_{cd})$

λ es la esbeltez, véase el apartado 5.8.3

Si la esbeltez λ no está definida puede tomarse k_2 como:

$$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20 \quad (5.25)$$

(3) Como alternativa simplificada, siempre que $\rho \geq 0,01$, se utilizarán los siguientes coeficientes en la expresión (5.21):

$$K_s = 0$$

$$K_c = 0,3/(1 + 0,5\varphi_{ef}) \quad (5.26)$$

NOTA: La alternativa simplificada puede ser adecuada como paso preliminar para lograr un cálculo de mayor precisión de acuerdo con (2).

(4) En estructuras hiperestáticas, deben tenerse en cuenta los efectos desfavorables de la fisuración en los elementos adyacentes. Las expresiones (5.21 a 5.26) no son, por lo general, aplicables a estos elementos. Se podrán tener en cuenta la fisuración parcial y la rigidez a tracción del hormigón, por ejemplo de acuerdo con el apartado 7.4.3. Sin embargo, como simplificación, se puede admitir que las secciones están completamente fisuradas. La rigidez deberá basarse en un módulo efectivo del hormigón:

$$E_{cd,eff} = E_{cd}/(1 + \varphi_{ef}) \quad (5.27)$$

donde:

- E_{cd} es el valor de cálculo del módulo de elasticidad de acuerdo con el apartado 5.8.6(3)
 φ_{ef} es el coeficiente de fluencia efectivo, pudiendo emplearse el mismo valor que en pilares.

5.8.7.3 Coeficiente de mayoración de momentos

(1) El momento total de cálculo, incluido el momento de segundo orden, puede expresarse como un aumento de los momentos flectores resultantes de un análisis de primer orden, es decir:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{(N_B/N_{Ed}) - 1} \right] \quad (5.28)$$

donde:

- M_{0Ed} es el momento de primer orden, véase también el apartado 5.8.8.2(2)
 β es un coeficiente que depende de la distribución de los momentos de primer y de segundo orden, véase los apartados 5.8.7.3(2) y (3)
 N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil
 N_B es la carga de pandeo basada en la rigidez nominal.

(2) Para elementos aislados, con sección constante y carga axil, puede suponerse que el momento de segundo orden sigue una distribución sinusoidal.

$$\beta = \pi^2/c_0 \quad (5.29)$$

donde:

- c_0 es un coeficiente que depende de la distribución del momento de primer orden (por ejemplo $c_0 = 8$ para una distribución constante, $c_0 = 9,6$ para una distribución parabólica y 12 para una distribución triangular simétrica, etc.).

(3) Para elementos sin carga transversal, los momentos extremos de primer orden M_{01} y M_{02} pueden sustituirse por un momento de primer orden equivalente y constante M_{0e} , de acuerdo con el apartado 5.8.8.2(2). Siguiendo esta hipótesis de momento constante, deberá disponerse $c_0 = 8$.

NOTA: El valor de $c_0 = 8$ también es aplicable a elementos doblados con una doble curvatura. Debe indicarse que, en ciertos casos, dependiendo de la esbeltez y del esfuerzo axil, los momentos extremos pueden ser mayores que los momentos equivalentes mayorados.

(4) Donde no sean de aplicación los apartados 5.8.7.3(2) o (3), $\beta = 1$ es generalmente una simplificación razonable. La expresión (5.28) se puede reducir a la siguiente:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - (N_{Ed}/N_B)} \quad (5.30)$$

NOTA: 5.8.7.3(4) es también aplicable al análisis global de ciertos tipos de estructuras, por ejemplo, estructuras arriostradas por pantallas de rigidización y similares, donde la acción principal es el momento flector en los elementos de arriostramiento. Para otros tipos de estructuras, se establece una aproximación más general en el apartado H.2 del Apéndice H.

5.8.8 Método basado en la curvatura nominal

5.8.8.1 Generalidades

(1) Este método es adecuado sobre todo para elementos aislados con esfuerzo normal constante y una longitud efectiva definida l_0 (véase el apartado 5.8.3.2). El método establece un momento nominal de segundo orden basado en una deformación, que a su vez se basa en la longitud efectiva y en la máxima curvatura estimada (véase también el apartado 5.8.5(3)).

(2) El momento de cálculo resultante se utiliza para el dimensionamiento de secciones, con respecto al momento flector y al esfuerzo axil, de acuerdo con lo establecido en el apartado 6.1.

5.8.8.2 Momentos flectores

(1) El momento de cálculo es:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (5.31)$$

donde:

M_{0Ed} es el momento de primer orden, incluyendo el efecto de las imperfecciones, véase también el apartado 5.8.8.2(2)

M_2 es el momento nominal de segundo orden, véase el apartado 5.8.8.2(3).

El valor máximo de M_{Ed} se establece mediante las distribuciones de M_{0Ed} y M_2 ; esta última, puede tomarse como distribución parabólica o sinusoidal respecto a la longitud efectiva.

NOTA: Para elementos hiperestáticos, M_{0Ed} se determina para las condiciones de contorno reales, mientras M_2 dependerá de las condiciones de contorno a través de la longitud efectiva del apartado 5.8.8.1(1).

(2) En el caso de elementos sin cargas aplicadas en sus extremos, los momentos extremos de primer orden, M_{01} y M_{02} , pueden sustituirse por un momento equivalente de primer orden M_{0e} :

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02} \quad (5.32)$$

Si M_{01} y M_{02} dan lugar a tensiones en el mismo lado de la sección, deben tener el mismo signo, en caso contrario, tendrán signos opuestos. Además, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

(3) El momento nominal de segundo orden en la expresión (5.31) es:

$$M_2 = N_{Ed}e_2 \quad (5.33)$$

donde:

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil

e_2 es la flecha= $(1/r)l_0^2/c$

$1/r$ es la curvatura, véase el apartado 5.8.8.3

l_0 es la longitud efectiva, véase el apartado 5.8.3.2

c es un coeficiente que depende de la distribución de la curvatura, véase el apartado 5.8.8.2(4).

(4) Para sección constante, es habitual la utilización de $c = 10(\approx \pi^2)$. Si el momento de primer orden es constante, debe considerarse un valor inferior (8 es el límite inferior correspondiente a un momento total constante).

NOTA: El valor π^2 corresponde a una distribución sinusoidal de la curvatura. Para curvatura constante el valor será 8. Debe observarse que c depende de la distribución total de la curvatura, mientras c_0 en el apartado 5.8.7.3(2) depende únicamente de la curvatura correspondiente al momento de primer orden.

5.8.8.3 Curvatura

(1) Para elementos con sección simétrica constante (incluida la armadura), se emplea la siguiente expresión:

$$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0 \quad (5.34)$$

donde:

K_r es un coeficiente de corrección que depende de la carga normal, véase el apartado 5.8.8.3(3),

K_φ es un coeficiente que tiene en cuenta la fluencia, véase el apartado 5.8.8.3(4),

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd}/(0,45d)$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$$

d canto útil, véase también el apartado 5.8.8.3(2).

(2) Si la totalidad de la armadura no está concentrada en lados opuestos, sino que una parte está distribuida de forma paralela al plano de flexión, d se define como:

$$d = (h/2) + i_s \quad (5.35)$$

donde i_s es el radio de giro del área total de armadura.

(3) K_r , en la expresión (5.34), deberá tomarse como:

$$K_r = (n_u - n)/(n_u - n_{bal}) \leq 1 \quad (5.36)$$

donde:

$n = N_{Ed}/(A_c f_{cd})$, es el axil reducido

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil

$$n_u = 1 + \omega$$

n_{bal} es el valor de n utilizando el momento máximo resistente; puede emplearse el valor 0,4

$$\omega = A_s f_{yd}/(A_c f_{cd})$$

A_s es el área total de armadura

A_c es el área de la sección de hormigón.

(4) Debe tenerse en cuenta el efecto de la fluencia mediante el siguiente coeficiente:

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (5.37)$$

donde:

φ_{ef} es el coeficiente de fluencia efectivo, véase el apartado 5.8.4

$$\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150$$

λ es la esbeltez, véase el apartado 5.8.3.2.

5.8.9 Flexión esviada

- (1) El método general descrito en el apartado 5.8.6 puede utilizarse también para la flexión esviada. Las siguientes disposiciones se aplican al utilizar métodos simplificados. Se debe tener especial cuidado a la hora de identificar la sección a lo largo del elemento con la combinación crítica de momentos.
- (2) Como primer paso, debe realizarse un cálculo independiente en cada dirección principal sin tener en cuenta la flexión esviada. Únicamente habrá que tener en cuenta las imperfecciones en la dirección en la que se vaya a producir el efecto más desfavorable.
- (3) No son necesarias comprobaciones adicionales si los coeficientes de esbeltez cumplen las dos condiciones siguientes:

$$\lambda_y/\lambda_z \leq 2 \text{ y } \lambda_z/\lambda_y \leq 2 \quad (5.38a)$$

y si las excentricidades relativas e_y/h_{eq} y e_z/b_{eq} (véase la figura A19.5.8) cumplen una de las siguientes condiciones:

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0,2 \text{ ó } \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0,2 \quad (5.38b)$$

donde:

b, h son el ancho y el canto de la sección

$b_{eq} = i_y \cdot \sqrt{12}$ y $h_{eq} = i_z \cdot \sqrt{12}$ para una sección rectangular equivalente

λ_y, λ_z son los coeficientes de esbeltez l_0/i con respecto a los ejes y y z respectivamente

i_y, i_z son los radios de giro con respecto a los ejes y y z , respectivamente

$e_z = M_{Edy}/N_{Ed}$ es la excentricidad a lo largo del eje z

$e_y = M_{Edz}/N_{Ed}$ es la excentricidad a lo largo del eje y

M_{Edy} es el momento de cálculo sobre el eje y , incluyendo el momento de segundo orden

M_{Edz} es el momento de cálculo sobre el eje z , incluyendo el momento de segundo orden

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil con la combinación de cargas correspondiente.

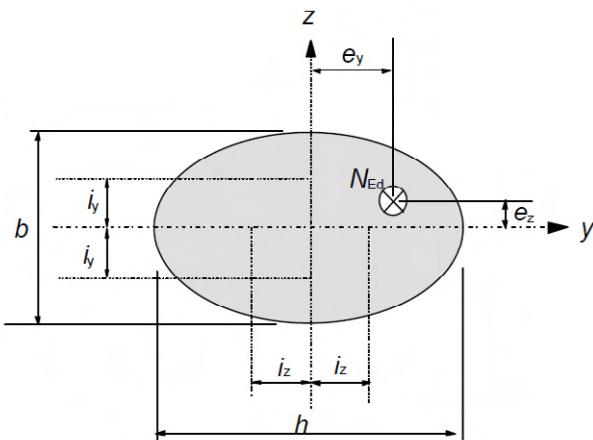


Figura A19.5.8 Definición de las excentricidades e_y y e_z

(4) Si no se cumple la condición de la expresión (5.38), la flexión esviada debe tenerse en cuenta incluyendo los efectos de segundo orden en cada dirección (salvo que puedan ignorarse de acuerdo con lo establecido en el apartado 5.8.2(6) o 5.8.3). En ausencia de un cálculo más preciso de la sección para flexión esviada se podrá emplear el siguiente criterio de simplificación:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0 \quad (5.39)$$

donde:

$M_{Edz/y}$ es el momento de cálculo alrededor de sus ejes correspondientes, incluyendo los momentos de segundo orden

$M_{Rdz/y}$ es el momento resistente en la dirección correspondiente

a es un exponente

para secciones circulares y elípticas: $a = 2$

para secciones rectangulares:

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1
$a=$	1	1,5	2

con interpolación lineal para valores intermedios

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil,

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$ es el axil resistente de cálculo de la sección donde:

A_c es el área bruta de la sección del hormigón

A_s es el área de la armadura longitudinal.

5.9 Inestabilidad lateral de vigas esbeltas

(1) Se tendrá en cuenta, cuando sea necesario, la inestabilidad lateral de vigas esbeltas, por ejemplo durante el transporte y montaje de vigas prefabricadas, para vigas con un arriostramiento lateral insuficiente en la estructura final, etc. Las imperfecciones geométricas también se tendrán en cuenta.

(2) En la comprobación de las vigas sin arriostrar debe suponerse una deformación lateral de $l/300$ como imperfección geométrica, siendo l la longitud total de la viga. En estructuras terminadas, se tendrá en cuenta el arriostramiento de los elementos conectados.

(3) Los efectos de segundo orden relacionados con la inestabilidad lateral podrán ignorarse si se cumplen las siguientes condiciones:

$$\text{-situaciones permanentes: } \frac{l_{ot}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}} \quad \text{y } h/b \leq 2,5 \quad (5.40a)$$

$$\text{-situaciones transitorias: } \frac{l_{ot}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}} \quad \text{y } h/b \leq 3,5 \quad (5.40b)$$

donde:

l_{ot} es la distancia entre las coacciones a torsión

h es el canto total de la viga en la zona central de l_{ot}

b es el ancho del ala comprimida.

(4) En el cálculo de estructuras de soporte se tendrá en cuenta la torsión asociada a la inestabilidad lateral.

5.10 Elementos y estructuras pretensados

5.10.1 Generalidades

- (1) El pretensado considerado en este anexo es el que se aplica al hormigón mediante armaduras activas.
- (2) Los efectos del pretensado se pueden considerar como una acción o fuerza externa causada por la deformación y curvatura iniciales. Por ello, la capacidad portante del elemento debe calcularse teniéndolo en cuenta.
- (3) En general, el pretensado se introduce en la combinación de acciones, definida de acuerdo con el Anejo 18 de este Código Estructural o en la reglamentación específica vigente, como parte de los casos de carga y sus efectos deben incluirse en el momento interno aplicado y en el esfuerzo axil.
- (4) Siguiendo las hipótesis del apartado (3), la contribución de las armaduras activas a la resistencia de la sección debe limitarse a su resistencia adicional tras el pretensado. Esta contribución puede calcularse suponiendo que el origen del diagrama tensión-deformación de las armaduras activas se desplaza por los efectos del pretensado.
- (5) Se debe evitar la rotura frágil del elemento causada por el fallo de las armaduras activas.
- (6) Debe evitarse la rotura frágil mediante la aplicación de uno o varios de los siguientes métodos:

Método A: Disposición de la armadura mínima de acuerdo con el apartado 9.2.1.

Método B: Disposición de armaduras activas adherentes.

5.10.2 Fuerza de pretensado durante el tesado

5.10.2.1 Fuerza máxima de pretensado

- (1) La fuerza aplicada a la armadura activa, P_{max} (es decir, la fuerza aplicada al extremo activo durante el tesado), no deberá superar el siguiente valor:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} \quad (5.41)$$

donde:

A_p es el área de la sección transversal del pretensado

$\sigma_{p,max}$ es la tensión máxima aplicada a la armadura activa $\sigma_{p,max} = \min\{k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k}\}$. Se utilizarán los valores $k_1 = 0,80$ y $k_2 = 0,90$. Dichos valores podrán incrementarse a $k_1=0,85$ y $k_2=0,95$ cuando tanto el acero para armaduras activas como el aplicador del pretensado o, en su caso, el prefabricador, estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, conforme con el Artículo 18 del Código Estructural.

5.10.2.2 Limitación de las tensiones en el hormigón.

- (1) Deberá evitarse la rotura y el hendimiento local del hormigón en los extremos de los elementos postesados y pretesados.
- (2) Debe evitarse la rotura y el hendimiento local del hormigón tras los anclajes de postesado, de acuerdo con la correspondiente Evaluación Técnica Europea.
- (3) La resistencia del hormigón, en el momento de aplicar o transferir el esfuerzo de pretensado, no debe ser inferior al valor mínimo establecido en la correspondiente Evaluación Técnica Europea.
- (4) Si el pretensado se aplica por etapas, tendón a tendón, puede reducirse la resistencia requerida del hormigón. La resistencia mínima ($f_{cm}(t)$), para un tiempo t , deberá ser el 50% (k_4) de la resistencia mínima requerida para el pretensado total que establezca la correspondiente Evaluación Técnica

Europea. Entre la resistencia mínima y la resistencia del hormigón requerida para el pretensado total, el pretensado puede interpolarse entre el 30% (k_5) y el 100% del pretensado total.

(5) La tensión a compresión del hormigón en la estructura, resultante del esfuerzo de pretensado y de otras cargas actuantes en el momento del tesado o de transferencia de la fuerza del pretensado, debe limitarse a:

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t) \quad (5.42)$$

donde $f_{ck}(t)$ es la resistencia característica a compresión del hormigón para un tiempo t cuando está sometido a la fuerza de pretensado.

Para elementos con armaduras pretesadas, la tensión en el momento de transferir el pretensado puede incrementarse hasta $k_6 \cdot f_{ck}(t)$ siendo $k_6 = 0,7$, siempre que se pueda justificar, mediante ensayos o mediante la experiencia, que se evita la fisuración longitudinal.

Si la tensión de compresión es permanentemente mayor que $0,45 f_{ck}(t)$, se debe tener en cuenta el comportamiento no lineal de la fluencia.

5.10.2.3 Mediciones

(1) En el caso de postesado deberán comprobarse mediante mediciones la fuerza de pretensado y el alargamiento de la armadura, y controlarse las pérdidas reales debidas al rozamiento.

5.10.3 Fuerza de pretensado

(1) Para un tiempo t y a una distancia x (o longitud de arco) a partir del extremo activo de la armadura, el esfuerzo medio de pretensado $P_{m,t}(x)$ es igual a la máxima fuerza aplicada en el extremo activo, P_{max} , menos las pérdidas instantáneas y diferidas (véanse las disposiciones de los párrafos siguientes). Se considerarán valores absolutos para todas las pérdidas.

(2) El valor del pretensado inicial $P_{m,0}(x)$ (para un tiempo $t = t_0$) aplicado al hormigón inmediatamente después del tesado y anclaje (postesado), o después de la transferencia del pretensado (pretensado), se obtiene restando al valor de P_{max} las pérdidas instantáneas $\Delta P_i(x)$ y no debe sobrepasar el siguiente valor:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \quad (5.43)$$

donde:

$\sigma_{pm0}(x)$ es la tensión de la armadura activa inmediatamente después del tesado o de la transferencia, $= \min\{k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0,1k}\}$, donde $k_7 = 0,70$ y $k_8 = 0,80$. Dichos valores podrán incrementarse a $k_7=0,75$ y $k_8=0,85$ cuando tanto el acero para armaduras activas como el aplicador del pretensado o, en su caso, el prefabricador, estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, conforme con el Artículo 18 del Código Estructural.

(3) Cuando se determinen las pérdidas instantáneas $\Delta P_i(x)$, se tendrán en cuenta, según corresponda (véanse los apartados 5.10.4 y 5.10.5), los siguientes efectos inmediatos en las armaduras pretesadas y postesas:

- pérdidas por acortamiento elástico del hormigón ΔP_{el} ,
- pérdidas por relajación a corto plazo ΔP_r ,
- pérdidas por rozamiento $\Delta P_\mu(x)$,
- pérdidas por penetración de cuñas ΔP_{sl} .

(4) El valor medio de la fuerza de pretensado, $P_{m,t}(x)$, para un tiempo $t > t_0$ debe determinarse en función del método de pretensado empleado. Además de las pérdidas establecidas en el punto (3), deben considerarse las pérdidas diferidas $\Delta P_{c+s+r}(x)$ (véase el apartado 5.10.6) como resultado de la fluencia y la retracción del hormigón, así como de la relajación a largo plazo de la armadura activa, y $P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$.

5.10.4 Pérdidas instantáneas del pretensado con armaduras pretesas

(1) Para el pretensado con armaduras pretesas, deben tenerse en cuenta las siguientes pérdidas:

- (i) Durante el proceso de tesado: pérdidas por rozamiento en los desviadores (en el caso de alambres o cordones curvos) y pérdidas por penetración de cuñas en los dispositivos de anclaje.
- (ii) Antes de la transferencia del pretensado al hormigón: pérdidas debidas a la relajación de las armaduras pretesas durante el periodo comprendido entre el tesado de las armaduras y la transferencia del pretensado al hormigón.

NOTA: En el caso de curado al vapor, las pérdidas debidas a la retracción y relajación se modifiquen y deberán estimarse en consecuencia; además, deberán considerarse los efectos térmicos directos (véase el apartado 10.3.2.1 y el Apéndice D).

- (iii) En el momento de transferencia del pretensado al hormigón: pérdidas debidas al acortamiento del hormigón como resultado de la acción de las armaduras pretesas al ser liberadas de sus anclajes.

5.10.5 Pérdidas instantáneas del pretensado con armaduras postesas

5.10.5.1 Pérdidas debidas a la deformación instantánea del hormigón

(1) Se tendrán en cuenta las pérdidas en la fuerza de pretensado debidas a la deformación del hormigón, considerando el orden en que son tesadas las armaduras.

(2) Esta pérdida, ΔP_{el} , puede suponerse como un valor medio para cada armadura activa:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (5.44)$$

donde:

$\Delta \sigma_c(t)$ es la variación de la tensión en el centro de gravedad de la armadura activa para un tiempo t

j es un coeficiente igual a:

$(n - 1)/2n$ donde n es el número de elementos de la armadura activa idénticos pretensados sucesivamente. Como aproximación j puede tomarse igual a $1/2$

1 para las variaciones debidas a las acciones permanentes aplicadas tras el pretensado.

5.10.5.2 Pérdidas por rozamiento

(1) Las pérdidas por rozamiento $\Delta P_\mu(x)$ en la armadura activa postesa pueden estimarse con:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) \quad (5.45)$$

donde:

θ es la suma de las desviaciones angulares sobre una distancia x (independientemente de la dirección y el signo)

μ	es el coeficiente de rozamiento entre la armadura activa y la vaina
k	es una deformación angular involuntaria para la armadura activa interior (por unidad de longitud)
x	es la distancia, a lo largo de la armadura activa, desde el punto en el que la fuerza de pretensado es igual a P_{max} (la fuerza en el extremo activo durante el tesado).

Los valores de μ y k se indican en la correspondiente Evaluación Técnica Europea. El valor de μ depende de las características superficiales de la armadura activa y la vaina, de la presencia o no de óxido, del alargamiento de la armadura y de su trazado.

El valor de k para la deformación angular involuntaria, depende de la calidad de la ejecución, de la distancia entre los puntos de apoyo de la armadura, del tipo de conducto o vaina empleada y del grado de vibración utilizado para la puesta en obra del hormigón.

(2) En ausencia de datos aportados por la correspondiente Evaluación Técnica Europea, en la expresión (5.45) pueden utilizarse los valores de μ indicados en la tabla A19. 5.1.

(3) En ausencia de datos en la correspondiente Evaluación Técnica Europea, los valores para las deformaciones involuntarias angulares en la armadura activa interior estarán dentro del intervalo $0,005 < k < 0,01$ por metro.

(4) Para la armadura activa exterior, pueden ignorarse las pérdidas del pretensado ocasionadas por los ángulos involuntarios.

Tabla A19. 5.1 Coeficientes de rozamiento μ para la armadura activa interior postesada y la exterior no adherente.

	Armadura activa interior ¹⁾	Armadura activa exterior no adherente			
		Vaina de acero/sin lubricar	Vaina de PEAD/sin lubricar	Vaina de acero/con lubricación	Vaina de PEAD/con lubricación
Alambre trefilado en frío	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Cordón	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Barra deformada	0,65	-	-	-	-
Barra lisa	0,33	-	-	-	-

¹⁾ Para armaduras activas que ocupan aproximadamente la mitad de la vaina

NOTA: PEAD- Polietileno de alta densidad.

5.10.5.3 Pérdidas en el anclaje

(1) Deben tenerse en cuenta las pérdidas debidas a la penetración de cuñas en los dispositivos de anclaje, durante la operación de anclaje tras el tesado, así como las debidas a la deformación del propio anclaje.

(2) Los valores de la penetración de cuñas se indican en la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

5.10.6 Pérdidas diferidas del pretensado para armaduras pretesas y postesas

(1) Las pérdidas diferidas pueden calcularse considerando las dos reducciones de la tensión que se describen a continuación:

- a) Pérdidas debidas a la reducción de la elongación de la armadura activa, causada por la acción de la fluencia y la retracción del hormigón bajo cargas permanentes.

b) La reducción de la tensión en el acero debida a su relajación.

NOTA: La relajación del acero depende de la deformación de fluencia y retracción del hormigón. Generalmente, y de forma aproximada, esta interacción puede tenerse en cuenta mediante un coeficiente reductor igual a 0,8.

(2) La expresión (5.46) establece un método simplificado para evaluar las pérdidas diferidas a una distancia x bajo cargas permanentes.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (5.46)$$

donde:

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ es el valor absoluto de la variación de tensiones en la armadura activa causada por la fluencia, la retracción y la relajación a la distancia x , para un tiempo t

ε_{cs} es la deformación por retracción, en valor absoluto, estimada de acuerdo con el apartado 3.1.4(6)

E_p es el módulo de elasticidad del acero de la armadura activa, véase el apartado 3.3.6(2)

E_{cm} es el módulo de elasticidad del hormigón (tabla A19.3.1)

$\Delta \sigma_{pr}$ es el valor absoluto de la variación de tensiones en la armadura activa a una distancia x y para un tiempo t , causada por la relajación del acero. Se determina para una tensión de $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$,

donde $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$ es la tensión inicial de la armadura activa debida al pretensado inicial y a las acciones cuasi-permanentes

$\varphi(t, t_0)$ es el coeficiente de fluencia para un instante t , con cargas aplicadas en el instante t_0

$\sigma_{c,QP}$ es la tensión en el hormigón adyacente a la armadura activa, debida al peso propio, al pretensado inicial y a otras acciones cuasi-permanentes. El valor de $\sigma_{c,QP}$ puede tomarse como el efecto de parte del peso propio y del pretensado inicial, o bien el efecto de la combinación cuasi-permanente de acciones dispuesta en su totalidad ($\sigma_c(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$), dependiendo de la etapa de la construcción considerada

A_p es el área total de la armadura activa en la posición x considerada

A_c es el área de la sección de hormigón

I_c es el momento de inercia de la sección de hormigón

z_{cp} es la distancia entre el centro de gravedad de la sección de hormigón y la armadura activa.

Las tensiones de compresión y sus correspondientes deformaciones en la expresión (5.46) deben utilizarse con signo positivo.

(2) La expresión (5.46) se aplica a la armadura activa adherente cuando se utilizan los valores locales de las tensiones y para la armadura activa no adherente cuando se utilizan los valores medios de las tensiones. Los valores medios deben calcularse entre secciones rectas limitadas por los puntos de inflexión teóricos de la armadura activa exterior, o sobre la totalidad de la longitud para la armadura activa interior.

5.10.7 Consideración del pretensado en el cálculo

- (1) El pretensado exterior puede generar momentos de segundo orden.
- (2) Los momentos hiperestáticos del pretensado se producen únicamente en estructuras hiperestáticas.
- (3) Para el análisis lineal, se deben considerar los efectos de primer y segundo orden del pretensado antes de considerar cualquier redistribución de esfuerzos y momentos (véase el apartado 5.5).
- (4) En el análisis plástico y en el análisis no lineal, el efecto hiperestático del pretensado puede tratarse como giros plásticos adicionales, que deben incluirse en la comprobación de la capacidad de giro.
- (5) Se puede admitir la existencia de una adherencia total entre el acero y el hormigón tras inyectar las vainas de la armadura activa postesada. Sin embargo, antes de la inyección, la armadura activa debe considerarse como no adherente.
- (6) La armadura activa exterior puede suponerse recta entre los desviadores.

5.10.8 Efectos del pretensado en el Estado Límite Último

- (1) En general, el valor de cálculo de la fuerza de pretensado puede determinarse mediante la expresión $P_{d,t}(x) = \gamma_P \cdot P_{m,t}(x)$ (véase el apartado 5.10.3(4) para la definición de $P_{m,t}(x)$ y 2.4.2.2 para γ_P).
- (2) Para elementos pretensados con armadura activa no adherente de forma permanente es necesario tener en cuenta la deformación del elemento completo al calcular el incremento de la tensión en la armadura activa. Si no se detalla en el cálculo, puede suponerse que el incremento de la tensión del pretensado desde el pretensado efectivo hasta la tensión correspondiente al Estado Límite Último es $\Delta\sigma_{p,ULS} = 100 \text{ N/mm}^2$.
- (3) Si el incremento de la tensión se calcula utilizando el estado de deformación del elemento completo, se deben utilizar los valores medios de las propiedades del material. El valor de cálculo del incremento de tensión $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p \cdot \gamma_{\Delta P}$ debe determinarse aplicando los coeficientes parciales de seguridad $\gamma_{\Delta P,sup}$ y $\gamma_{\Delta P,inf}$. Con carácter general, los valores a utilizar serán $\gamma_{\Delta P,sup} = 1,2$ y $\gamma_{\Delta P,inf} = 0,8$. Si el cálculo de la deformación global de la estructura se realiza considerando un comportamiento lineal con rigidez no fisurada, se utilizarán los valores $\gamma_{\Delta P,sup} = \gamma_{\Delta P,inf} = 1,0$.

5.10.9 Efectos del pretensado en el Estado Límite de Servicio y en el estado límite de fatiga

- (1) Para los cálculos en servicio y fatiga se tendrán en cuenta las posibles variaciones del pretensado. Para el Estado Límite de Servicio se definen dos valores característicos de la fuerza de pretensado de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$P_{k,sup} = r_{sup} P_{m,t}(x) \quad (5.47)$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} P_{m,t}(x) \quad (5.48)$$

donde:

$P_{k,sup}$ es el valor característico superior

$P_{k,inf}$ es el valor característico inferior.

Se adoptan con carácter general los valores siguientes:

- para armaduras pretesas o armaduras activas no adherentes $r_{sup} = 1,05$ y $r_{inf} = 0,95$,
- para armaduras postesadas con armaduras activas adherentes $r_{sup} = 1,10$ y $r_{inf} = 0,90$.

Para situaciones transitorias y cuando los elementos estén sometidos a un control de ejecución intenso, podrán tomarse:

- para armaduras pretesa, $r_{sup} = r_{inf} = 1,0$.

5.11 Análisis de elementos estructurales particulares

(1) Las losas apoyadas en pilares se definen como losas planas.

(2) Las pantallas de rigidización son muros de hormigón en masa o armado, que contribuyen a la estabilidad lateral de la estructura.

NOTA: Véase el Apéndice I para consultar información acerca del análisis de losas planas y pantallas de rigidización.

6 Estados Límite Últimos (ELU)

6.1 Flexión simple o compuesta

(1) Este apartado se aplica a las regiones sin discontinuidades de vigas, losas y otros elementos análogos, para los que las secciones se mantienen aproximadamente planas, antes y después de la carga. Las regiones de discontinuidad de vigas y otros elementos en los que las secciones no permanecen planas pueden dimensionarse y detallarse de acuerdo con el apartado 6.5.

(2) En la determinación del momento último resistente de las secciones de hormigón armado o pretensado, se asumen las siguientes hipótesis:

- Las secciones planas permanecen planas,
- La deformación en la armadura adherente (pasiva o activa) es la misma que en el hormigón que la rodea tanto en tracción como en compresión,
- Se desprecia la resistencia a tracción del hormigón,
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado 3.1.7,
- Las tensiones en las armaduras activa y pasiva se derivan de los diagramas de cálculo indicados en el apartado 3.2 (figura A19.3.8) y en el apartado 3.3 (figura A19.3.10),
- La deformación inicial de la armadura activa se considera al evaluar sus tensiones.

(3) La deformación a compresión en el hormigón deberá limitarse a ε_{cu2} , o ε_{cu3} , dependiendo del diagrama tensión-deformación empleado (véase el apartado 3.1.7 y la tabla A19.3.1). Las deformaciones en las armaduras pasiva y activa deberán limitarse a ε_{ud} (donde sea aplicable); véanse apartados 3.2.7 (2) y 3.3.6 (7) respectivamente.

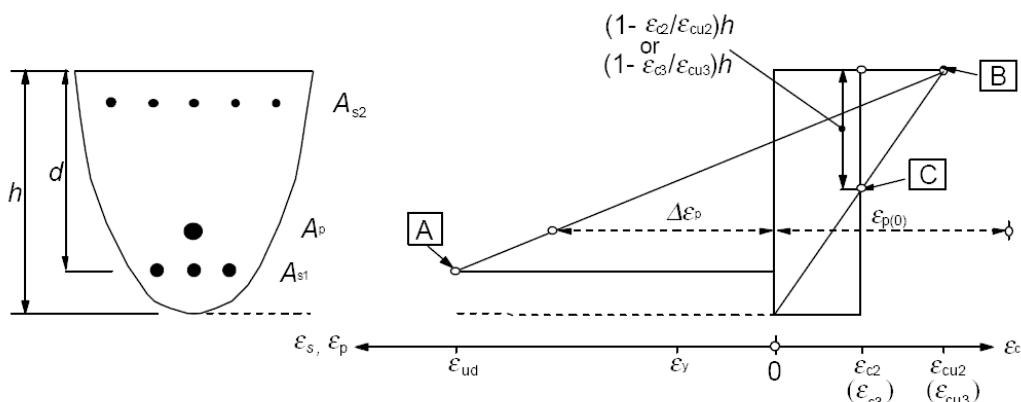
(4) En el caso de secciones sometidas a compresión, es necesario suponer una excentricidad mínima $e_0 = h/30$ no inferior a 20 mm, siendo h el canto de la sección.

(5) En las partes de secciones sometidas a una carga aproximadamente centrada ($e_d/h < 0,1$), tales como alas comprimidas de vigas cajón, la deformación media a compresión debe limitarse a ε_c2 (o ε_c3 si se utiliza el diagrama bilineal de la figura A19.3.4).

(6) La figura A19.6.1 muestra los valores límites admisibles para la distribución de deformaciones.

(7) Para elementos pretensados con armaduras activas permanentemente no adherentes, véase el apartado 5.10.8.

- (8) Para armaduras activas externas, la deformación de la armadura activa entre dos puntos de contacto consecutivos (anclajes o desviadores) se supondrá constante. En este caso, se tomará la deformación de la armadura activa igual a la deformación inicial, obtenida al finalizar la operación de tesado, siendo incrementada por la deformación resultante de las deformaciones estructurales entre las áreas de contacto consideradas. Véase también el apartado 5.10.



[A] - Deformación límite de la armadura pasiva sometida a tracción

[B] - Deformación límite del hormigón sometido a compresión

[C] - Deformación límite del hormigón sometido a compresión simple

Figura A19.6.1 Diagrama de deformaciones límites admisibles en Estado Límite Último

6.2 Esfuerzo cortante

6.2.1 Procedimiento general de comprobación

- (1) Para la comprobación de la resistencia a cortante se definen los siguientes parámetros:

$V_{Rd,C}$ es el valor de cálculo de la resistencia a cortante de un elemento sin armadura de cortante,

$V_{Rd,s}$ es el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico,

$V_{Rd,max}$ es el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión.

En los elementos con cordones inclinados, se definen los siguientes valores (véase la figura A19.6.2):

V_{ccd} es el valor de cálculo de la componente del esfuerzo cortante en la zona de compresión, en el caso del cordón inclinado comprimido

V_{td} es el valor de cálculo de la componente del esfuerzo cortante en la zona de la armadura de tracción, en el caso del cordón inclinado traccionado.

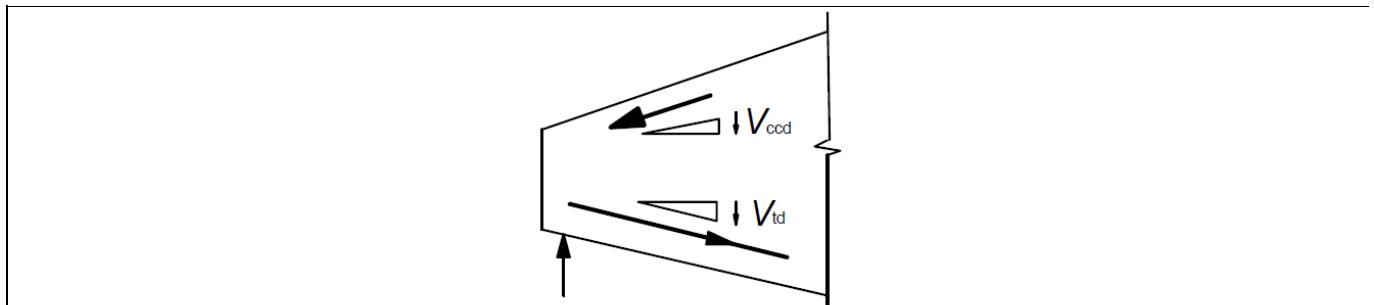


Figura A19.6.2 Componentes del esfuerzo cortante en los elementos con cordones inclinados

(2) La resistencia a cortante de un elemento con armadura de cortante es igual a:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (6.1)$$

(3) En las zonas del elemento donde $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ no se requiere armadura de cortante de cálculo. V_{Ed} es el esfuerzo cortante de cálculo en la sección analizada resultante de la aplicación de las cargas externas y del pretensado (adherente o no).

(4) Se debe disponer una armadura mínima de cortante, conforme al apartado 9.2.2, aunque por cálculo no sea necesaria. Este armado mínimo puede suprimirse en elementos como losas (macizas, nervadas o alveolares), en las que es posible la redistribución transversal de las cargas. También puede suprimirse el armado mínimo en los elementos de importancia menor (por ejemplo, dinteles con una luz inferior a dos metros), que no contribuyan de forma significativa a la resistencia y estabilidad global de la estructura.

(5) En las zonas en las que $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ (con $V_{Rd,c}$ de acuerdo con la expresión (6.2)) debe disponerse armadura de cortante suficiente de forma que $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ (véase la expresión (6.1)).

(6) En cualquier parte del elemento, la suma del esfuerzo cortante de cálculo y la contribución de las alas, $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$, no debe exceder el valor máximo permitido $V_{Rd,max}$ (véase el apartado 6.2.3).

(7) La armadura longitudinal de tracción debe ser capaz de soportar el esfuerzo adicional de tracción causado por el cortante (véase el apartado 6.2.3(7)).

(8) Para elementos sometidos principalmente a una carga uniformemente distribuida, no será necesaria la comprobación del esfuerzo cortante de cálculo para los puntos situados a una distancia inferior a d desde el borde del apoyo. Debe darse continuidad hasta el apoyo a toda la armadura de cortante necesaria. Además deberá comprobarse que el cortante en el apoyo no supera el valor $V_{Rd,max}$ (véanse los apartados 6.2.2(6) y 6.2.3(8)).

(9) Cuando se aplique una carga en la parte inferior de la sección, debe disponerse una armadura vertical de cortante capaz de transmitir la carga a la parte superior de la sección, además de las que fuesen necesarias para resistir el cortante

6.2.2 Elementos que no requieren armadura de cortante

(1) El valor de cálculo de la resistencia a cortante $V_{Rd,c}$ se establece mediante:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]b_w d \quad (6.2.a)$$

Con un mínimo de

$$V_{Rd,c} = (\nu_{min} + k_1\sigma_{cp})b_w d \quad (6.2.b)$$

donde:

f_{ck} viene dada en N/mm²

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ con } d \text{ en mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

A_{sl} es el área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección considerada (véase la figura A19.6.3)

b_w es el espesor mínimo de la sección en la zona de tracción [mm]

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

N_{Ed} es el esfuerzo axil en la sección debido a las cargas o al pretensado en [N]. $N_{Ed} > 0$ para compresión. La influencia de las deformaciones impuestas puede ignorarse en N_{Ed}

A_c es el área de la sección de hormigón [mm²]

$V_{Rd,c}$ se expresa en N

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$$

$$k_1 = 0,15.$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

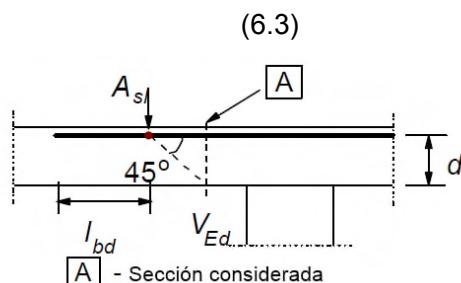
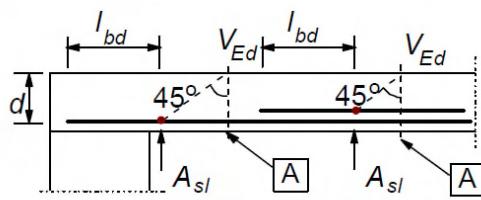


Figura A19.6.3 Definición de A_{sl} en la expresión (6.2)

(2) En los elementos pretensados de un solo vano sin armadura de cortante, la resistencia a cortante de las zonas fisuradas por flexión puede calcularse utilizando la expresión (6.2a). En las zonas no fisuradas por flexión (donde la tensión de tracción por flexión es inferior a $f_{ctk,0,05}/\gamma_c$), la resistencia a cortante debe estar limitada por la resistencia a tracción del hormigón. En estas zonas, la resistencia a cortante se establece mediante:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (6.4)$$

donde:

I es el momento de inercia

b_w es el ancho de la sección en el eje baricéntrico, teniendo en cuenta la presencia de vainas de acuerdo con las expresiones (6.16) y (6.17)

S es el momento estático del área por encima del eje baricéntrico

$\alpha_l = l_x/l_{pt2} \leq 1,0$ para armadura pretensada pretesa, $= 1,0$ para los otros tipos de pretensado

l_x es la distancia comprendida entre la sección considerada y el punto de origen de la longitud de transmisión de tensiones

l_{pt2} es el valor del límite superior de la longitud de transmisión de la armadura activa, de acuerdo con la expresión (8.18)

σ_{cp} es la tensión de compresión del hormigón en el eje baricéntrico debida a la carga axil y/o al pretensado ($\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ en N/mm^2 , $N_{Ed} > 0$ en compresión).

Para las secciones en las que el ancho varía con la altura, la tensión principal máxima puede darse en un eje distinto del baricéntrico. En estos casos, el valor mínimo de la resistencia a cortante debe determinarse mediante el cálculo de $V_{Rd,c}$ en diferentes ejes de la sección.

(3) No es necesario el cálculo de la resistencia a cortante siguiendo la expresión (6.4), en el caso de que las secciones se encuentren situadas más cerca del apoyo que del punto correspondiente a la intersección entre el eje del centro de gravedad elástico y la línea inclinada que forma 45° desde el borde interior del apoyo.

(4) Para el caso general de elementos sometidos a flexión compuesta, en los que se pueda demostrar que no están fisurados en Estado Límite Último, debe consultarse el apartado 12.6.3.

(5) Para el cálculo de la armadura longitudinal en la región fisurada sometida a flexión, la envolvente de momentos se debe decalar una distancia $a_l = d$ en la dirección desfavorable (véase el apartado 9.2.1.3(2)).

(6) En el caso de que las cargas sean aplicadas sobre la cara superior del elemento, a una distancia a_v del borde del apoyo (o centro del apoyo en el caso de apoyos flexibles) comprendida entre $0,5d \leq a_v \leq 2d$, la contribución de esta carga al esfuerzo cortante V_{Ed} puede multiplicarse por $\beta = a_v/2d$. Esta reducción puede aplicarse en la comprobación de $V_{Rd,c}$ en la expresión (6.2.a). Esto es únicamente válido si se cumple que el armado longitudinal está completamente anclado en el apoyo. Para $a_v \leq 0,5d$ debe utilizarse el valor $a_v = 0,5d$.

El esfuerzo cortante V_{Ed} , calculado sin aplicar la reducción de β , deberá cumplir la condición siguiente:

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d \nu f_{cd} \quad (6.5)$$

donde ν es un coeficiente de reducción de la resistencia para el hormigón fisurado por cortante, cuyo valor es:

$$\nu = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad \text{con } (f_{ck} \text{ en } N/mm^2) \quad (6.6)$$

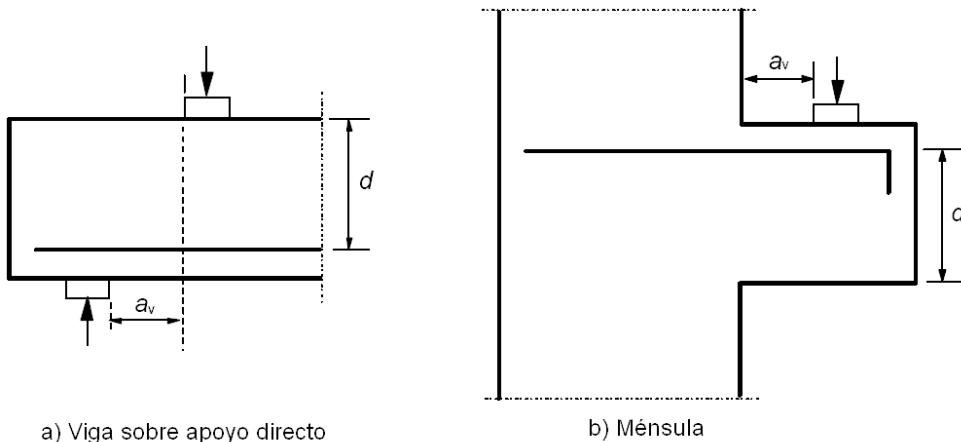


Figura A19.6.4 Cargas cercanas a los apoyos

(7) Las vigas con cargas cercanas a los apoyos y ménsulas pueden calcularse, de forma alternativa, mediante modelos de bielas y tirantes. Se hace referencia a esta alternativa en el apartado 6.5.

6.2.3 Elementos que requieren armadura de cortante

(1) El cálculo de elementos con armadura de cortante se basa en un modelo de celosía (figura A19.6.5). Los valores límite de la inclinación θ de las bielas en el alma se establecen en el apartado 6.2.3(2).

En la figura A19.6.5 aparece la siguiente notación:

- α es el ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante (medida en positivo como se indica en la figura)
- θ es el ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante
- F_{td} es el valor de cálculo de la fuerza de tracción en la armadura longitudinal
- F_{cd} es el valor de cálculo de la fuerza de compresión del hormigón en la dirección del eje longitudinal del elemento
- b_w es el ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión
- z para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento fletor en el elemento considerado. En el análisis de cortante del hormigón armado sin esfuerzo axial, se emplea habitualmente el valor aproximado $z = 0,9d$.

En los elementos con armadura activa inclinada, el armado longitudinal en el cordón traccionado deberá disponerse de forma que soporte el esfuerzo de tracción longitudinal debido al cortante definido en el punto (7).

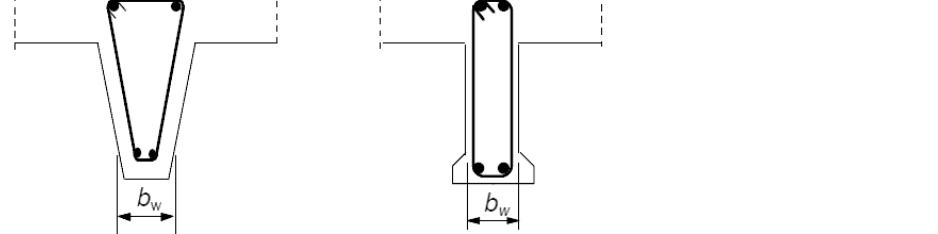
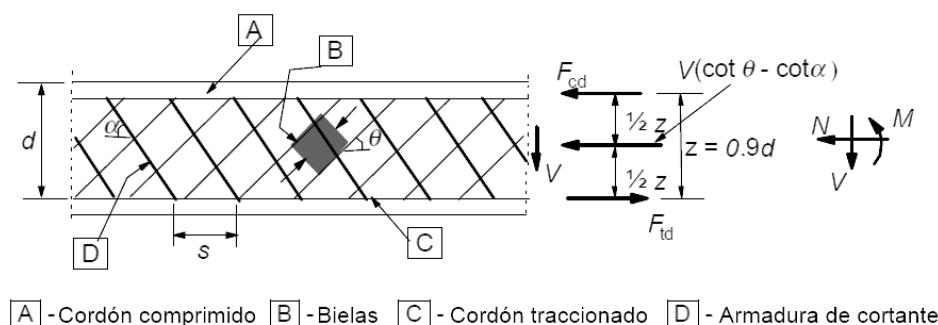


Figura A19.6.5 Modelo de celosía y notación para elementos con armadura de cortante

(2) El ángulo θ está limitado por el intervalo establecido en la expresión 6.7:

$$0,5 \leq \cot \theta \leq 2 \quad (6.7)$$

(3) Para elementos con armadura vertical de cortante, la resistencia a cortante, $V_{Rd,s}$ es el menor valor de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.8)$$

NOTA: Si se utiliza la expresión (6.10), el valor de f_{ywa} deberá reducirse a $0,8f_{yw_k}$ en la expresión (6.8).

y

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.9)$$

donde:

- A_{sw} es el área de la sección de la armadura de cortante
 s es la separación de los cercos u horquillas
 f_{ywd} es el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante
 v_1 es un coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante
- $$v_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad \text{con } (f_{ck} \text{ en N/mm}^2).$$

Si el valor de cálculo de la armadura de cortante es menor $0,8f_{yw_k}$, v_1 puede establecerse como:

$$v_1 = 0,6 \quad \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \quad (6.10.a)$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \quad \text{para } f_{ck} > 60 \text{ N/mm}^2 \quad (6.10.b)$$

α_{cw} es un coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido. Los valores a utilizar serán:

1 para estructuras sin pretensado

$$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{para } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} \quad (6.11.a)$$

$$1,25 \quad \text{para } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd} \quad (6.11.b)$$

$$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{para } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0f_{cd} \quad (6.11.c)$$

donde σ_{cp} es la tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida al esfuerzo axial de cálculo. Debe obtenerse mediante el promedio de toda la sección de hormigón teniendo en cuenta la armadura. No será necesario el cálculo del valor de σ_{cp} para una distancia inferior a $0,5 d \cot \theta$ desde el borde del apoyo.

NOTA: El área máxima eficaz de la sección de la armadura de cortante, $A_{sw,max}$, para $\cot \theta = 1$, se establece mediante:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad (6.12)$$

(4) Para elementos con armadura de cortante inclinada, la resistencia a cortante será el menor valor de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} Z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \operatorname{sen} \alpha \quad (6.13)$$

y

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (6.14)$$

NOTA: El área máxima eficaz de la sección de la armadura de cortante, $A_{sw,max}$, para $\cot \theta = 1$, se establece mediante:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{\frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd}}{\operatorname{sen} \alpha} \quad (6.15)$$

(5) En las regiones en las que no hay discontinuidad de V_{Ed} (por ejemplo para el caso de cargas uniformemente distribuidas en la parte superior), la armadura de cortante en una longitud básica $l = z \cot\theta$ puede calcularse utilizando el menor valor de V_{Ed} en dicha longitud.

(6) Para el caso de un alma que contiene vainas metálicas inyectadas, con un diámetro $\phi > b_w/8$, la resistencia a cortante, $V_{Rd,max}$, debe calcularse partiendo de un espesor nominal del alma, establecido mediante la siguiente expresión:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \sum \phi \quad (6.16)$$

donde ϕ es el diámetro exterior de la vaina y $\sum \phi$ se determina para el nivel más desfavorable.

Para vainas metálicas inyectadas con $\phi \leq b_w/8$, $b_{w,nom} = b_w$.

Para vainas no inyectadas, vainas plásticas inyectadas y armadura activa no adherente, el espesor nominal del alma es:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \sum \phi \quad (6.17)$$

En la expresión (6.17) se dispone el valor 1,2 para tener en cuenta el hendimiento de las bielas de hormigón debido a la tracción transversal. Si se dispone una armadura transversal adecuada, este valor puede reducirse a 1,0.

(7) El esfuerzo de tracción adicional, ΔF_{td} , en la armadura longitudinal debido al cortante V_{Ed} puede calcularse mediante:

$$\Delta F_{td} = 0,5V_{Ed}(\cot\theta - \cot\alpha) \quad (6.18)$$

$(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ debe tomarse no mayor que $M_{Ed,max}/z$, donde $M_{Ed,max}$ es el momento máximo a lo largo de la viga.

(8) Para elementos con cargas aplicadas en la cara superior, a una distancia a_v de la cara del apoyo tal que $0,5d \leq a_v \leq 2,0d$, la contribución de dicha carga al esfuerzo cortante V_{Ed} puede reducirse en $\beta = a_v/2d$. El esfuerzo cortante V_{Ed} , calculado de esta manera deberá satisfacer la siguiente condición:

$$V_{Ed} \leq A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \operatorname{sen}\alpha \quad (6.19)$$

donde $A_{sw} \cdot f_{ywd}$ es la resistencia de la armadura de cortante que atraviesa la fisura de cortante inclinada entre las áreas cargadas (véase la figura A19.6.6). Únicamente debe tenerse en cuenta la armadura de cortante situada en la parte central, a lo largo de una longitud igual a $0,75a_v$. La reducción de β debe aplicarse únicamente para el cálculo de la armadura de cortante. Será válida siempre que la armadura longitudinal esté completamente anclada en el apoyo.

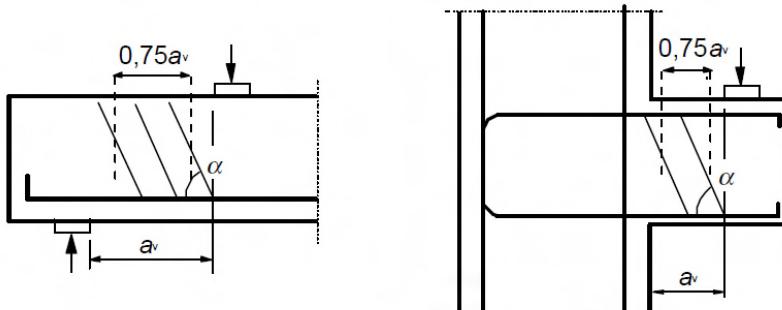


Figura A19.6.6 Armadura de cortante para luces pequeñas con bielas de transmisión directa

Para $a_v < 0,5d$, deberá emplearse el valor $a_v = 0,5d$.

El valor V_{Ed} calculado sin la reducción de β deberá ser siempre menor que $V_{Rd,max}$ (véase la expresión (6.9)).

6.2.4 Esfuerzo rasante entre el alma y las alas

- (1) La resistencia a rasante del ala puede calcularse considerándola como un sistema de bielas de compresión combinado con tirantes que se corresponden con las armaduras traccionadas.
- (2) Debe disponerse una armadura longitudinal mínima, tal y como se especifica en el apartado 9.3.1.
- (3) La tensión de rasante, v_{Ed} , desarrollada en la unión entre el alma y un lado del ala, se determina mediante la variación del esfuerzo normal (longitudinal) en la parte del ala considerada, de acuerdo con:

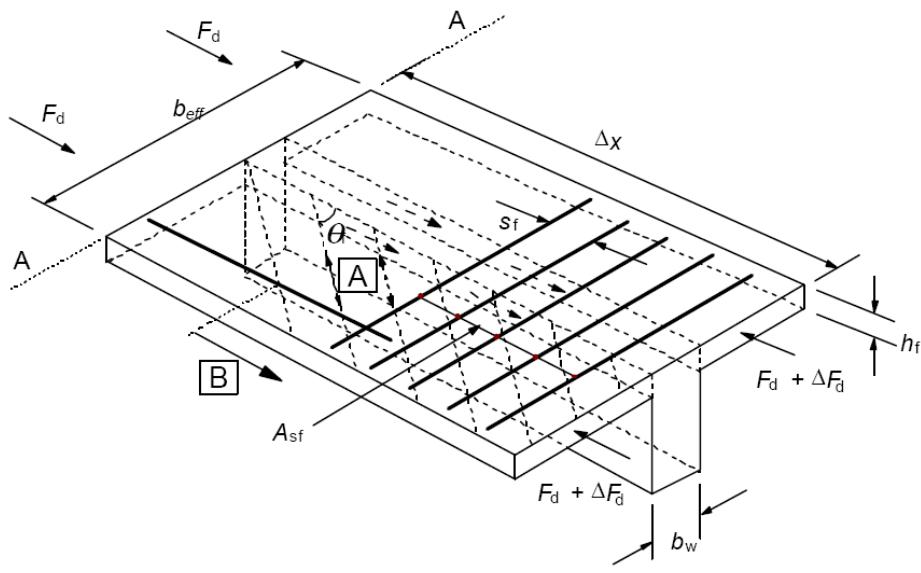
$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \quad (6.20)$$

donde:

h_f es el espesor del ala en las uniones

Δx es la longitud considerada, véase la figura A19.6.7

ΔF_d es la variación del esfuerzo normal en el ala a lo largo de la longitud Δx .



[A] Bielas de compresión

[B] Barra longitudinal anclada más allá de este punto proyectado (véase 6.2.4 (7))

Figura A19.6.7 Notación para la conexión entre ala y alma

El valor máximo que puede admitirse para Δx es la mitad de la distancia entre la sección de momento nulo y la sección de momento máximo. Donde se apliquen cargas puntuales, Δx no debe superar la distancia entre dichas cargas.

- (4) La armadura transversal por unidad de longitud, A_{sf}/s_f puede determinarse como sigue:

$$A_{sf} f_{yd} / s_f \geq v_{Ed} \cdot h_f / \cot \theta_f \quad (6.21)$$

Para prevenir la rotura de las bielas de compresión del ala, debe cumplirse la siguiente condición:

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (6.22)$$

El rango de valores permitido para $\cot \theta_f$ se establece mediante las siguientes disposiciones:

- $1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$ para alas comprimidas ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$),
- $1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ para alas traccionadas ($45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$).

(5) En el caso de la combinación del rasante entre ala y alma y la flexión transversal, el área de las armaduras debe ser superior al mayor de los siguientes valores: el establecido por la expresión (6.21), o la mitad del mismo añadido al que se requiere por la flexión transversal.

(6) Si v_{Ed} es menor o igual a $k f_{ctd}$, no será necesaria la utilización de una armadura complementaria, adicional a la requerida por la flexión. Se empleará el valor $k = 0,4$.

(7) En la sección en la que se necesite armadura longitudinal de tracción en el ala esta se debe anclar más allá de la biela requerida para transmitir de nuevo el esfuerzo al alma (véase la sección (A-A) de la figura A19.6.7).

6.2.5 Esfuerzo rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades

(1) Además de los requisitos de los apartados 6.2.1 a 6.2.4, la tensión rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades, debe cumplir las siguientes condiciones:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (6.23)$$

v_{Edi} es el valor de cálculo de la tensión rasante en el contacto y se establece mediante:

$$v_{Edi} = \beta V_{Ed} / (zb_i) \quad (6.24)$$

donde:

β es el cociente entre esfuerzo longitudinal en el área nueva de hormigón y el esfuerzo longitudinal en la zona de compresión o tracción, ambos calculados para la sección considerada

V_{Ed} es el esfuerzo cortante

z es el brazo mecánico de la sección compuesta

b_i es el ancho de la zona de contacto (véase figura A19.6.8)

v_{Rdi} es la resistencia de cálculo a rasante en la zona de contacto y se establece mediante la siguiente expresión:

$$v_{Rdi} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0,5v_{cd} \quad (6.25)$$

donde:

c y μ son coeficientes que dependen de la rugosidad del contacto (véase el punto (2))

f_{ctd} es como se define en el apartado 3.1.6(2),

σ_n es la tensión originada por el esfuerzo mínimo normal exterior a través del contacto, que puede actuar de forma simultánea con el esfuerzo cortante, positivo para compresión, de tal manera que $\sigma_n < 0,6f_{cd}$; y negativo para tracción. Cuando σ_n es de tracción, se debe tomar $c f_{cd} = 0$.

$$\rho = A_s/A_i$$

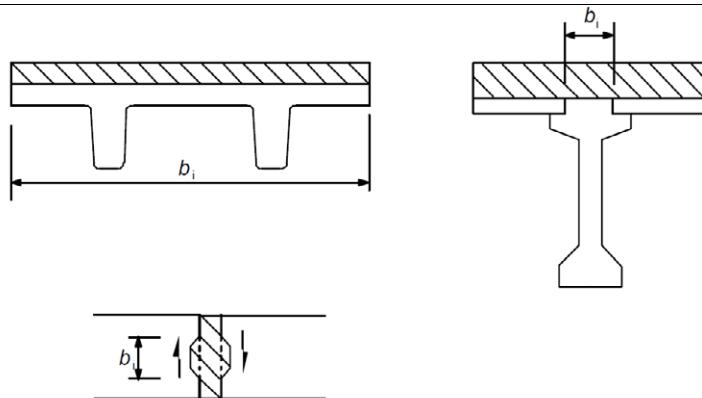
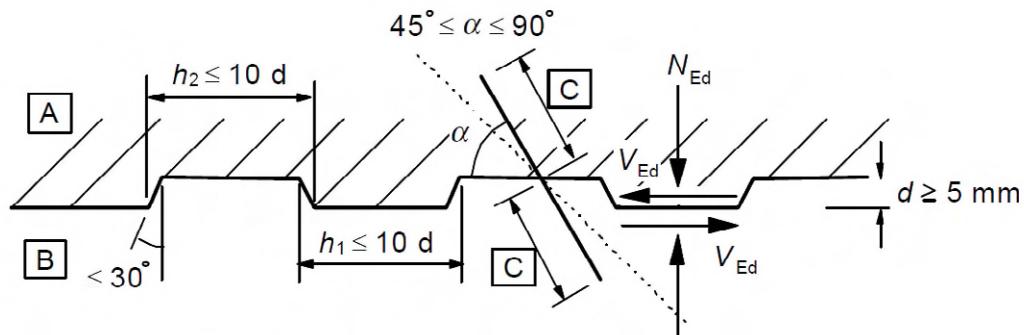


Figura A19.6.8 Ejemplos de contactos

- A_s es el área de la armadura que atraviesa la zona de contacto, incluyendo la armadura convencional de cortante (si existe), con el anclaje adecuado a ambos lados de la zona de contacto
- A_i es el área de la junta
- α se define en la figura A19.6.9, y debe limitarse por el intervalo $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$
- ν es un coeficiente reductor de la resistencia (véase el apartado 6.2.2(6)).



[A] - Hormigón joven [B] - Hormigón de mayor edad [C] - Anclaje

Figura A19.6.9 Junta de construcción dentada

(2) En ausencia de información más detallada, las superficies pueden clasificarse en muy lisa, lisa, rugosa o dentada, con los siguientes ejemplos:

- Muy lisa: superficie con encofrado de acero, plástico, o encofrado de madera especialmente preparado: $c = 0,025$ a $0,10$ y $\mu = 0,5$.
- Lisa: superficie con encofrado deslizante o extruida, superficie libre sin tratamiento posterior al vibrado: $c = 0,20$ y $\mu = 0,6$.
- Rugosa: superficie con asperezas de al menos 3 mm de altura separadas entre sí alrededor de 40 mm , conseguida mediante cepillado, exposición de los áridos u otros métodos que proporcionen un acabado similar: $c = 0,40$ y $\mu = 0,7$.
- Dentada: superficie con hendiduras como se muestra en la figura A19.6.9: $c = 0,50$ y $\mu = 0,9$.

(3) Se puede emplear una distribución escalonada de la armadura transversal, tal y como se indica en la figura A19.6.10. En la zona en la que la conexión entre dos hormigones diferentes esté asegurada

mediante la armadura (armaduras básicas en celosía), la contribución del acero a V_{Rdi} se puede tomar como la resultante de las fuerzas de cada diagonal, siempre que $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.

(4) La resistencia a rasante de las juntas inyectadas entre los elementos de losas o muros se puede calcular de acuerdo con el apartado 6.2.5(1). Sin embargo, en los casos en los que la junta pueda fisurarse de forma significativa, c deberá ser nulo para juntas lisas y rugosas, pero se tomará $c = 0,5$ para juntas dentadas (véase también el apartado 10.9.3(12)).

(5) Bajo cargas de fatiga o cargas dinámicas, los valores de c , indicados en el apartado 6.2.5(1), deben reducirse a la mitad.

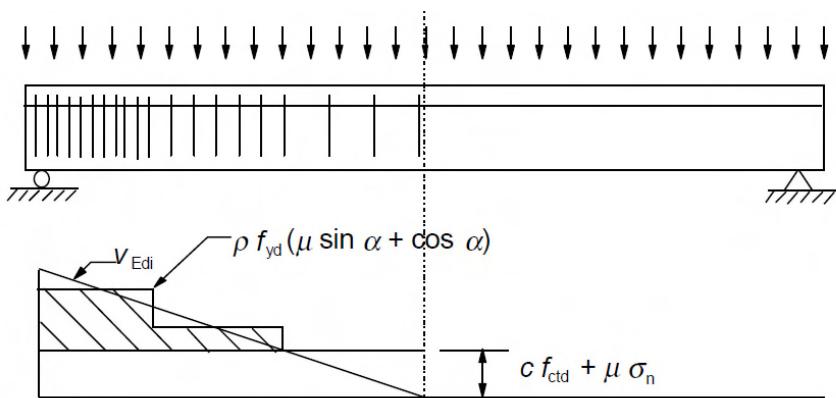


Figura A19.6.10 Diagrama de cortante indicando la armadura de cosido requerida

6.3 Torsión

6.3.1 Generalidades

(1) En los casos en los que el equilibrio estático de la estructura dependa de la resistencia a torsión de alguno de sus elementos, deberá realizarse un cálculo a torsión completo que contemple los Estados Límite Últimos y los Estados Límite de Servicio.

(2) No será necesario considerar la torsión en Estado Límite Último en estructuras hiperestáticas en las que la torsión se derive únicamente de la condiciones de compatibilidad y la estabilidad de la estructura no dependa de su resistencia torsional. En estos casos, debe disponerse una armadura mínima (establecida en los apartados 7.3 y 9.2), mediante cercos y barras longitudinales, para evitar una fisuración excesiva.

(3) La resistencia a torsión de una sección se puede calcular partiendo de una sección cerrada de pared delgada, en la que el equilibrio se cumple por medio de un flujo cerrado de cortante. Las secciones macizas se pueden modelizar mediante secciones cerradas de pared delgada equivalentes. Otras formas más complejas, como las secciones en T, pueden dividirse en una serie de subsecciones, cada una de las cuales se modeliza como una sección de pared delgada equivalente, siendo la resistencia a torsión total la suma de las capacidades de las subsecciones elementales.

(4) La distribución de los momentos de torsión actuantes sobre las subsecciones, debe ser proporcional a las rigideces de torsión en estado no fisurado. En el caso de secciones huecas, el espesor de la pared equivalente no debe superar su espesor real.

(5) Cada subsección elemental debe calcularse por separado.

6.3.2 Procedimiento de cálculo

(1) La tensión tangencial en la pared de una sección sometida a un momento de torsión puro se puede calcular mediante:

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (6.26)$$

El esfuerzo cortante $V_{Ed,i}$ en una pared i debido a la torsión se establece mediante la siguiente expresión:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} Z_i \quad (6.27)$$

donde:

- T_{Ed} es el momento torsor de cálculo aplicado (véase la figura A19.6.11)
- A_k es el área encerrada por la línea media de las paredes conectadas, incluyendo las áreas huecas interiores
- $\tau_{t,i}$ es la tensión tangencial de torsión en la pared i
- $t_{ef,i}$ es el espesor eficaz de la pared. Se puede tomar como A/u , pero no debe ser inferior al doble de la distancia entre el borde exterior y el eje de la armadura longitudinal. Para secciones huecas, estará limitado superiormente por el espesor real
- A es el área total de la sección delimitada por el perímetro exterior, incluyendo las áreas huecas interiores
- u es el perímetro exterior de la sección
- Z_i es la longitud de la cara de la pared i , definida por la distancia entre los puntos de intersección con las paredes adyacentes.

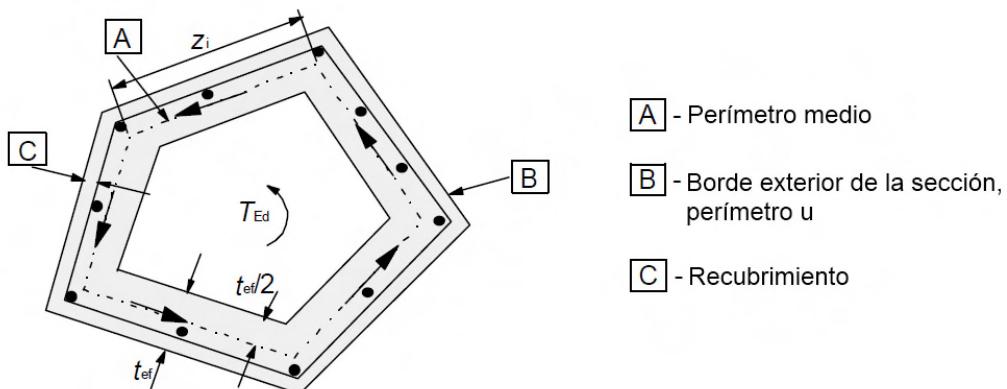


Figura A19.6.11 Notación y definiciones empleadas en el apartado 6.3

(2) Para elementos de sección hueca o maciza, los efectos de torsión pueden superponerse a los de cortante, suponiendo la misma inclinación θ para las bielas. Los límites de θ establecidos en el apartado 6.2.3(2) son aplicables para el caso de la combinación de torsión y cortante.

La capacidad resistente máxima de un elemento sometido a cortante y a torsión se obtiene a partir de 6.3.2(4).

(3) El área requerida de armadura longitudinal de torsión ΣA_{sl} puede calcularse mediante la expresión:

$$\frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \quad (6.28)$$

donde:

- u_k es el perímetro del área A_k
- f_{yd} es el límite elástico de la armadura longitudinal A_{sl}

θ es el ángulo de las bielas de compresión (véase la figura A19.6.5).

En cordones comprimidos, se puede reducir la armadura longitudinal de forma proporcional a la fuerza de compresión disponible. En cordones traccionados la armadura longitudinal de torsión deberá añadirse a las otras armaduras. La armadura longitudinal tendrá que distribuirse a lo largo de la longitud z_i , pero para pequeñas secciones puede concentrarse en los extremos de su longitud.

(4) La resistencia máxima de un elemento sometido a torsión y cortante está limitada por la capacidad de las bielas de compresión. Para no exceder esta resistencia se tendrá que satisfacer la siguiente condición:

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1,0 \quad (6.29)$$

donde:

T_{Ed} es el momento torsor de cálculo

V_{Ed} es el esfuerzo cortante de cálculo

$T_{Rd,max}$ es el momento torsor resistente de cálculo, de acuerdo con:

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i} \operatorname{sen} \theta \cos \theta \quad (6.30)$$

donde ν proviene del apartado 6.2.2(6) y α_{cw} de la expresión (6.9)

$V_{Rd,max}$ es la resistencia máxima a cortante, de acuerdo con las expresiones (6.9) o (6.14). En secciones macizas, puede utilizarse todo el ancho del alma para la obtención de $V_{Rd,max}$.

(5) Para el caso de secciones macizas aproximadamente rectangulares, solo se requiere la armadura mínima (véase el apartado 9.2.1.1) si se cumple la siguiente condición:

$$T_{Ed}/T_{Rd,c} + V_{Ed}/V_{Rd,c} \leq 1,0 \quad (6.31)$$

donde:

$T_{Rd,c}$ es el momento torsor de fisuración, que puede determinarse estableciendo $\tau_{t,i} = f_{ctd}$

$V_{Rd,c}$ se establece siguiendo la expresión (6.2).

6.3.3 Alabeo producido por torsión

(1) El alabeo producido por la torsión pueden, en general, ignorarse en secciones cerradas de pared delgada y en secciones macizas.

(2) En elementos abiertos de pared delgada puede ser necesario considerar la torsión por alabeo. Para secciones muy esbeltas, el cálculo debe llevarse a cabo sobre la base de un modelo de entramado de vigas y en otros casos sobre un modelo de celosía. En todos ellos, el cálculo debe realizarse de acuerdo con las reglas de cálculo para la flexión compuesta y para el cortante.

6.4 Punzonamiento

6.4.1 Generalidades

(1) Las reglas dispuestas en este apartado complementan las establecidas en el apartado 6.2 y abarcan el punzonamiento en losas macizas, losas reticulares con áreas macizas en los pilares y cimentaciones.

(2) El punzonamiento puede proceder de una carga o reacción concentrada, actuando sobre un área relativamente pequeña de una losa o de una cimentación llamada área cargada A_{load} .

(3) En la figura A19.6.12 se muestra un modelo adecuado para la comprobación del punzonamiento en Estado Límite Último.

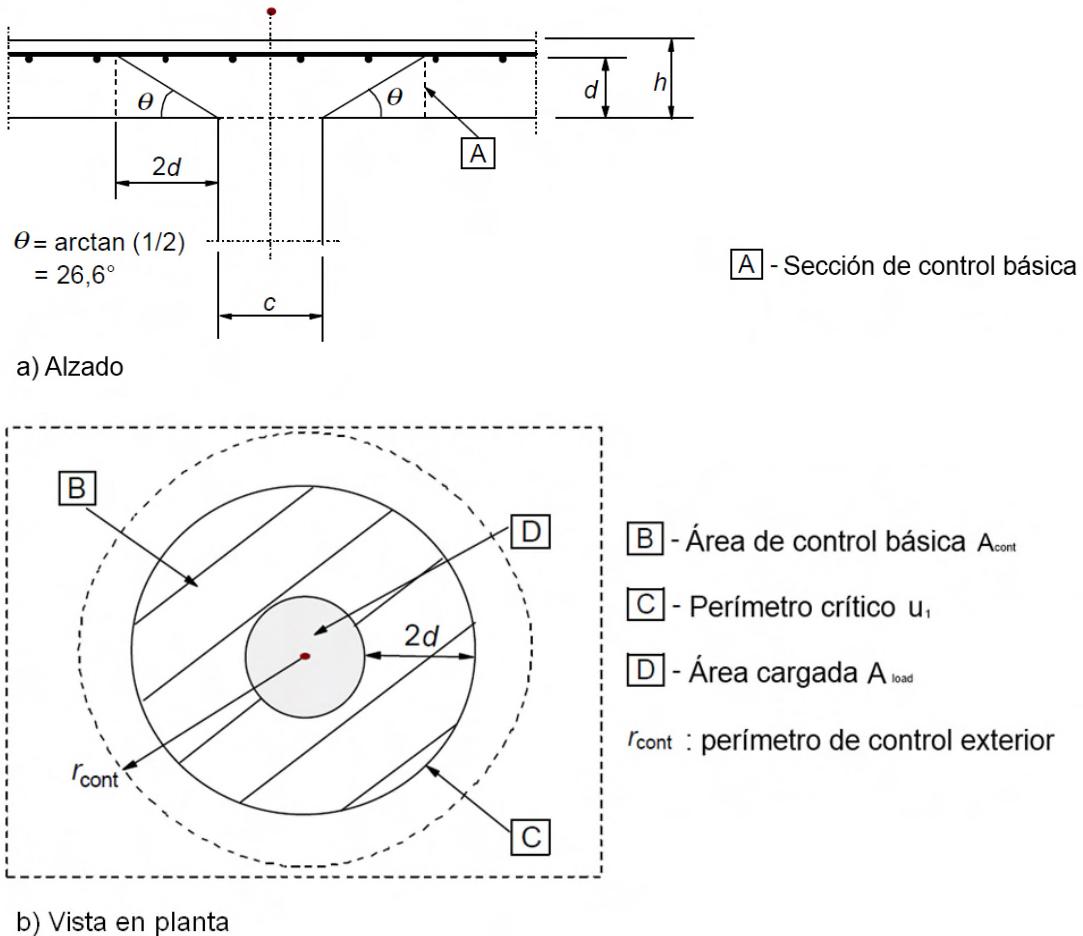


Figura A19.6.12 Modelo de comprobación del punzonamiento en Estado Límite Último

(4) Debe comprobarse la resistencia a punzonamiento en la cara del pilar y en el perímetro crítico u_1 . Si se necesitan armaduras de punzonamiento, se debe encontrar un perímetro límite $u_{out,ef}$, a partir del cual no se requiere más armadura.

(5) Las reglas establecidas en el apartado 6.4 se han formulado para el caso de cargas uniformemente distribuidas. En casos particulares, como las zapatas, la carga dentro del perímetro crítico contribuye a la resistencia del sistema estructural y puede sustraerse a la hora de determinar el valor de cálculo de la tensión a punzonamiento.

6.4.2 Distribución de cargas y perímetro crítico

(1) Debe tomarse como perímetro crítico u_1 el situado a una distancia $2d$ a partir del área cargada, dispuesto de forma que su longitud sea mínima (véase la figura A19.6.13).

Se supondrá una losa de canto útil constante que se establece mediante:

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2} \quad (6.32)$$

donde d_y y d_z son los cantos útiles de las armaduras en dos direcciones perpendiculares.

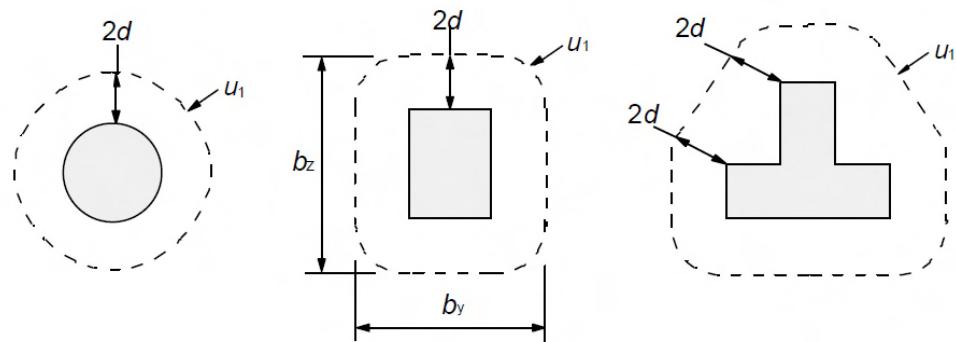


Figura A19.6.13 Tipos de perímetros críticos alrededor de las zonas cargadas

(2) Se deben considerar perímetros críticos situados a una distancia inferior a $2d$ en los casos en los que la carga concentrada esté equilibrada, por una presión elevada (por ejemplo, la presión sobre el terreno en una cimentación), o por los efectos de una carga o de una reacción situada a una distancia inferior o igual a $2d$ del contorno del área cargada.

(3) Para el caso de áreas cargadas situadas en zonas próximas a huecos, si la distancia más corta entre el perímetro del área cargada y el borde del hueco no supera la longitud $6d$, la parte del perímetro crítico comprendida entre dos tangentes trazadas desde el centro de la zona cargada hasta el perímetro exterior del hueco, será considerada como no efectiva (véase figura A19.6.14).

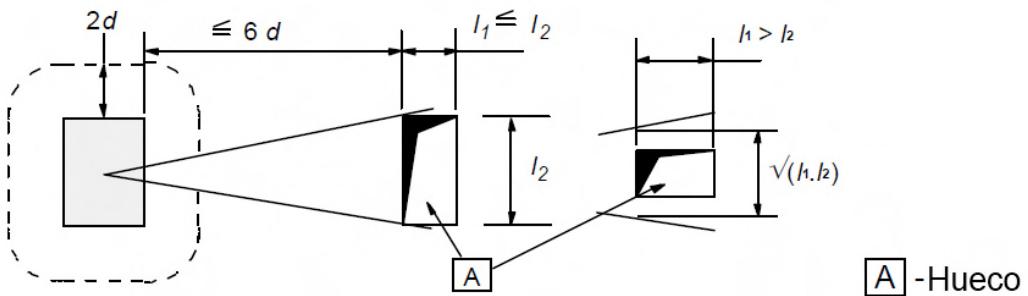


Figura A19.6.14 Perímetro crítico próximo a un hueco

(4) Para el caso de un área cargada situada cerca de un borde o una esquina, el perímetro crítico debe tomarse como se muestra en la figura A19.6.15, en la medida en que el perímetro resultante (excluyendo los bordes libres) sea inferior a los obtenidos de acuerdo con los puntos (1) y (2).

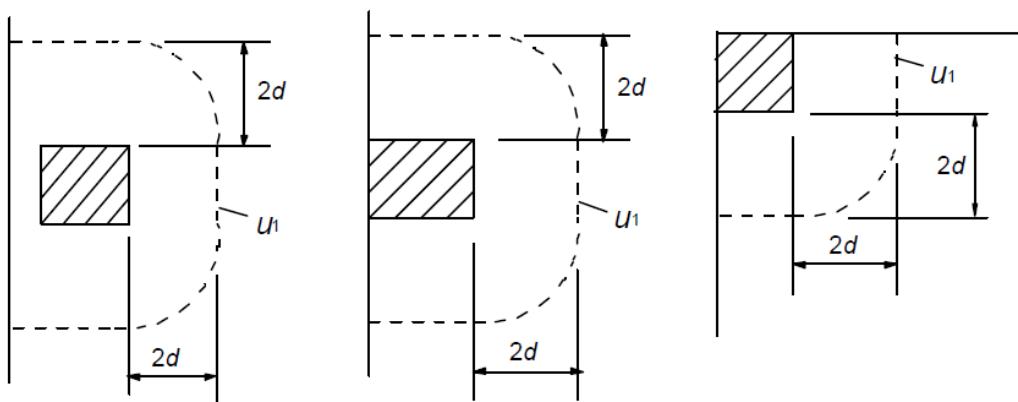


Figura A19.6.15 Perímetros críticos para zonas cargadas cercanas a un borde o una esquina

(5) Para áreas cargadas próximas a un borde o una esquina, es decir, a una distancia inferior a d , se debe disponer siempre una armadura adicional de borde, véase el apartado 9.3.1.4.

(6) La sección crítica es la definida por el trazado del perímetro crítico, extendiéndose a lo largo del canto útil d . Para losas de canto constante, la sección crítica será perpendicular al plano medio de la losa. Para losas o zapatas de canto variable, excepto para zapatas escalonadas, el canto útil puede suponerse igual al canto en el perímetro del área cargada, tal y como se muestra en la figura A19.6.16.

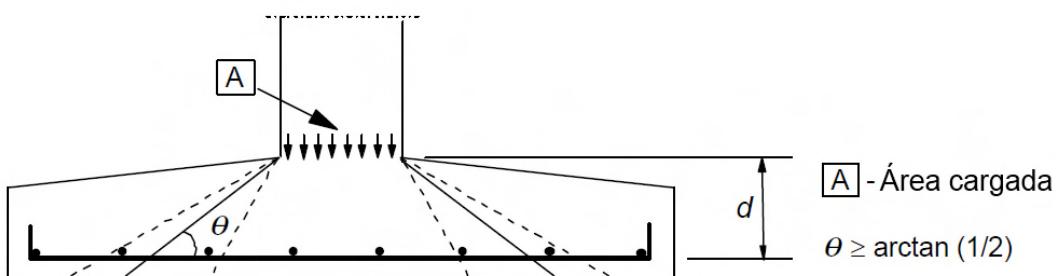


Figura A19.6.16 canto de la sección crítica para una zapata de canto variable

(7) Otros perímetros u_i , dentro o fuera del área crítica, deben tener la misma forma que el perímetro crítico.

(8) Para losas con capiteles circulares en las que $l_H < 2h_H$ (véase la figura A19.6.17), solo se requiere una comprobación de las tensiones debidas al punzonamiento de acuerdo con el apartado 6.4.3, en la sección crítica, fuera de la zona del capitel. La distancia de esta sección respecto al centro de gravedad del pilar debe tomarse como:

$$r_{cont} = 2d + l_H + 0,5c \quad (6.33)$$

donde:

l_H es la distancia de la cara del pilar al borde del capitel

c es el diámetro del pilar circular.

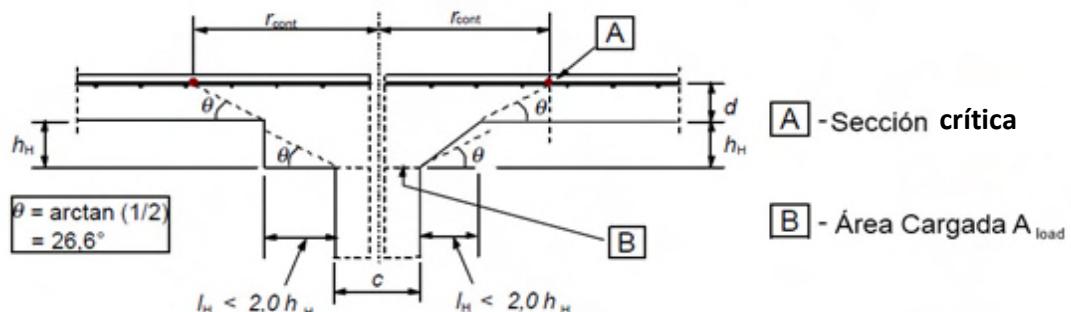


Figura A19.6.17 Losa sobre capitel con $l_H < 2h_H$

Para el caso de un pilar rectangular con capitel rectangular y $l_H < 2h_H$ (véase la figura A19.6.17), de dimensiones l_1 y l_2 ($l_1 = c_1 + 2l_{H1}$, $l_2 = c_2 + 2l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$), el valor de r_{cont} se puede tomar como el menor de :

$$r_{cont} = 2d + 0,56\sqrt{l_1 l_2} \quad (6.34)$$

y

$$r_{cont} = 2d + 0,69l_1 \quad (6.35)$$

(9) Para el caso de losas con capitel en los que $l_H > 2h_H$ (véase la figura A19.6.18), deben comprobarse las secciones críticas tanto del capitel como de la losa.

(10) Las disposiciones de los apartados 6.4.2 y 6.4.3 también son de aplicación en las comprobaciones del capitel, tomando d igual a d_H , de acuerdo con la figura A19.6.18.

(11) Para pilares circulares, las distancias desde el centro de gravedad del pilar a las secciones críticas de la figura A19.6.18 se pueden tomar como:

$$r_{cont,ext} = l_H + 2d + 0,5c \quad (6.36)$$

$$r_{cont,int} = 2(d + h_H) + 0,5c \quad (6.37)$$

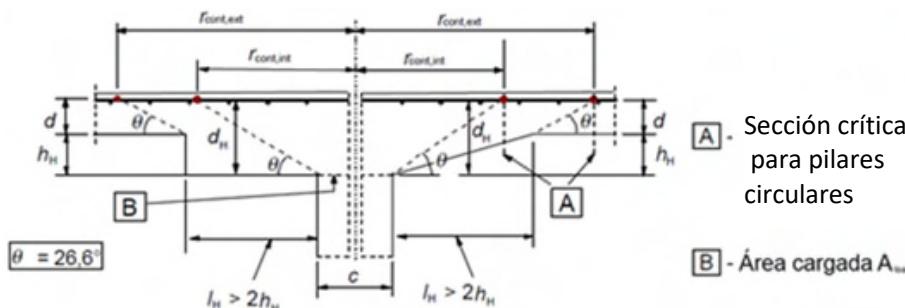


Figura A19.6.18 Losa sobre capitel con $l_H > 2h_H$

6.4.3 Cálculo de la resistencia a punzonamiento

(1) El procedimiento de cálculo del punzonamiento se basa en las comprobaciones sobre la cara del pilar y en el perímetro crítico u_1 . Si es necesaria la armadura de punzonamiento, deberá encontrarse un perímetro exterior $u_{out,ef}$ (véase la figura A19.6.22), a partir del cual no sea necesaria la utilización de armadura. A continuación se definen los valores de cálculo de la resistencia a punzonamiento, en N/mm^2 , a lo largo de las secciones de control:

- $v_{Rd,c}$ es el valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento de una losa sin armadura de punzonamiento en la sección crítica considerada,
- $v_{Rd,cs}$ es el valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento de una losa con armadura de punzonamiento en la sección crítica considerada,
- $v_{Rd,max}$ es el valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento máxima en la sección crítica considerada.

(2) Se realizarán las siguientes comprobaciones:

- (a) No se supera el valor máximo de la de la resistencia a punzonamiento en el perímetro del pilar, o en el perímetro del área cargada:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

- (b) La armadura de punzonamiento no será necesaria si:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

- (c) Si v_{Ed} es mayor que $v_{Rd,c}$ en la sección crítica considerada, se dispondrá la armadura de punzonamiento de acuerdo con lo establecido en el apartado 6.4.5.

(3) Si la reacción del apoyo es excéntrica con respecto al perímetro crítico, la tensión tangencial máxima de punzonamiento se tomará como:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (6.38)$$

donde:

d es el canto útil medio de la losa, que debe tomarse como $(d_y + d_z)/2$ donde:

d_y, d_z son los cantos útiles en la dirección y y z de la sección de control

u_i es la longitud del perímetro de control considerado

β se establece mediante:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (6.39)$$

donde:

u_1 es la longitud perímetro crítico

k es un coeficiente que depende del cociente entre las dimensiones del pilar c_1 y c_2 : su valor es función de la proporción de momento no equilibrado transmitido por un cortante no uniforme, por la flexión y por la torsión (véase la tabla A19.6.1)

W_1 Corresponde a una distribución de cortante como la mostrada en la figura A19.6.19 y se dispone a lo largo del perímetro crítico

$$W_1 = \int_0^{u_i} |e| dl \quad (6.40)$$

dl es el diferencial de la longitud del perímetro

e es la distancia de dl al eje del momento actuante M_{Ed} .

Tabla A19.6.1 Valores de k para áreas rectangulares cargadas.

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

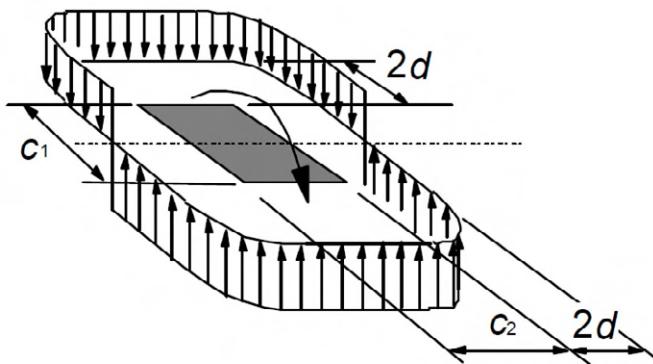


Figura A19.6.19 Distribución del cortante debida a un momento desequilibrado en la unión de una losa y un pilar interior

Para un pilar rectangular:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \quad (6.41)$$

donde:

c_1 es la dimensión del pilar, paralela a la excentricidad de la carga

c_2 es la dimensión del pilar, perpendicular a la excentricidad de la carga.

Para pilares circulares interiores, β se obtendrá mediante:

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D+4d} \quad (6.42)$$

donde:

D es el diámetro del pilar circular

e es la excentricidad de la carga aplicada $e = M_{Ed}/V_{Ed}$.

Para pilares rectangulares interiores en los que la carga es excéntrica en ambos ejes, se puede emplear la siguiente expresión aproximada:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (6.43)$$

donde:

e_y y e_z son las excentricidades M_{Ed}/V_{Ed} a lo largo del eje y y el eje z respectivamente

b_y y b_z son las dimensiones del perímetro crítico (véase la figura A19.6.13).

NOTA: e_y resulta de un momento alrededor del eje z y e_z de un momento alrededor del eje y .

(4) Para las uniones de pilares de borde, en las que la excentricidad perpendicular al borde de la losa (resultante de un momento alrededor de un eje paralelo al borde de la losa) se encuentra hacia el interior de la estructura y no hay excentricidad paralela al borde, el esfuerzo de punzonamiento puede considerarse como uniformemente distribuido a lo largo del perímetro crítico u_{1*} , tal y como se indica en la figura A19.6.20(a).

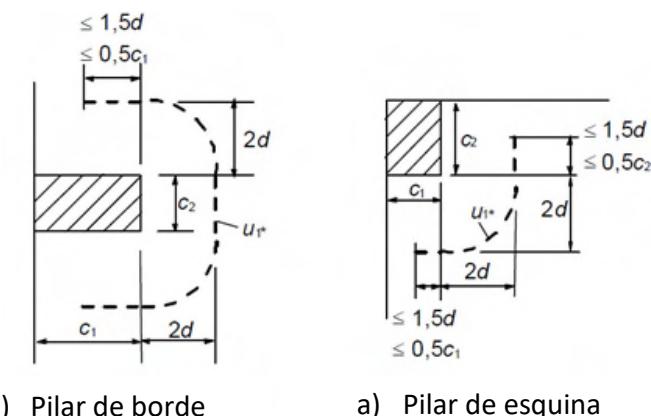


Figura A19.6.20 Perímetro crítico reducido u_{1*}

En el caso de que existan excentricidades en ambas direcciones ortogonales, β se determinará utilizando la siguiente expresión:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par} \quad (6.44)$$

donde:

u_1 es el perímetro crítico (véase la figura A19.6.15)

u_{1*} es el perímetro crítico reducido (véase la figura A19.6.20(a))

e_{par} es la excentricidad paralela al borde de la losa resultante de un momento sobre el eje perpendicular a dicho borde

k puede determinarse mediante la tabla A19.6.1 sustituyendo el cociente c_1/c_2 por $c_1/2c_2$

W_1 se calcula para el perímetro crítico u_1 (véase la figura A19.6.13).

Para pilares rectangulares, tal y como se muestra en la figura A19.6.20(a):

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 c_2 + 4c_1 d + 8d^2 + \pi d c_2 \quad (6.45)$$

Si la excentricidad perpendicular al borde de la losa no se encuentra hacia el interior, se aplicará la expresión (6.39). Para el cálculo de W_1 , la excentricidad e debe medirse desde la fibra que pasa por el centro de gravedad del perímetro crítico.

(5) Para el caso de los pilares de esquina, en los que la excentricidad se encuentre hacia el interior de la losa, se supondrá que el esfuerzo de punzonamiento está repartido uniformemente a lo largo del perímetro crítico reducido u_1^* , tal y como se muestra en la figura A19.6.20(b). El valor de β puede considerarse como:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} \quad (6.46)$$

Si la excentricidad se encuentra hacia el exterior, se aplicará la expresión (6.39)

(6) Para estructuras en las que la estabilidad lateral no dependa de que las losas y pilares trabajen como pórticos y las luces de los vanos adyacentes no difieran más de un 25%, se pueden utilizar valores aproximados de β . En la figura A19.6.21 se indican los valores a utilizar.

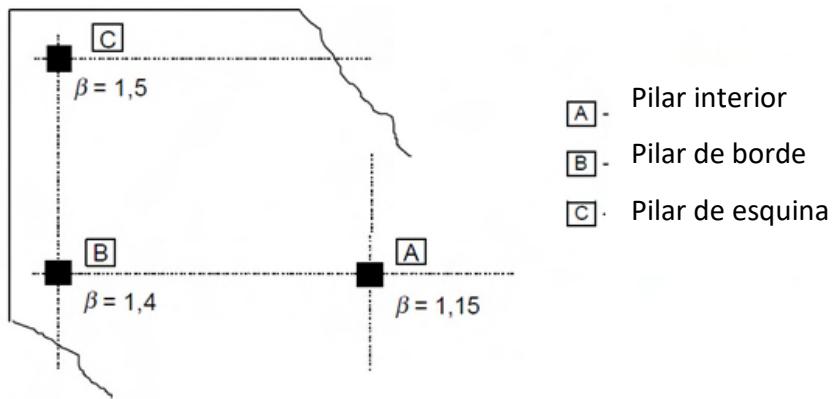


Figura A19.6.21 Valores de β recomendados

(7) En el caso que se aplique una carga concentrada en una losa de forjado cerca de un soporte, la reducción del esfuerzo cortante de acuerdo con lo establecido en los apartados 6.2.2(6) y 6.2.3(8) no es válida y no debe incluirse.

(8) El esfuerzo de punzonamiento V_{Ed} en una losa de cimentación puede reducirse debido a la acción favorable de la presión sobre el terreno.

(9) La componente vertical V_{pd} , resultante de las armaduras de pretensado inclinadas que atraviesan la sección crítica, puede tomarse como una acción favorable donde corresponda.

6.4.4 Resistencia a punzonamiento de losas y bases de pilares sin armadura de punzonamiento

(1) La resistencia a punzonamiento de una losa debe verificarse para la sección crítica de acuerdo con el apartado 6.4.2. El valor de cálculo de dicha resistencia en N/mm^2 puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (\nu_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (6.47)$$

donde:

f_{ck} está en N/mm^2

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ con d en mm

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$

ρ_{ly}, ρ_{lz} son las cuantías de armadura traccionadas adherentes en dos direcciones perpendiculares y y z respectivamente. En cada dirección, la cuantía a considerar es la existente en un ancho igual a la dimensión del pilar sumándole tres veces el canto útil de la losa, $3d$, a cada lado

$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$

donde:

σ_{cy}, σ_{cz} son las tensiones normales del hormigón en N/mm^2 en la sección crítica en las direcciones y y z respectivamente (considerando positivas las compresiones):

$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}}$ y $\sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$

$N_{Ed,y}, N_{Ed,z}$ son las fuerzas longitudinales existentes en el paño completo en los pilares interiores, o a través de la sección de control en el caso de pilares de borde. Estas fuerzas pueden deberse a una carga exterior o de la acción del pretensado

A_c es el área de hormigón, de acuerdo con la definición de N_{Ed} .

$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$

$k_1 = 0,1$

$\nu_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$.

(2) Se debe comprobar la resistencia a punzonamiento de la base de los pilares a lo largo de los perímetros críticos situados dentro de una distancia $2d$ del perímetro del pilar.

Para el caso de cargas centradas, el valor neto del esfuerzo aplicado será:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (6.48)$$

donde:

V_{Ed} es el esfuerzo cortante aplicado

ΔV_{Ed} es el valor neto de la reacción vertical en el interior del perímetro crítico considerado, es decir, la reacción del terreno menos el peso propio del elemento de cimentación.

$$\nu_{Ed} = V_{Ed,red}/ud \quad (6.49)$$

$$\nu_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a \geq \nu_{min} \cdot 2d/a \quad (6.50)$$

donde:

- a es la distancia del perímetro del pilar al perímetro crítico considerado
- $C_{Rd,c}$ está definido en 6.4.4(1)
- v_{min} está definido en 6.4.4(1)
- k está definido en 6.4.4(1).

Para el caso de carga excéntrica:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left[1 + k \frac{M_{Ed}u}{V_{Ed,red}W} \right] \quad (6.51)$$

donde k está definido en 6.4.3(3) o 6.4.3(4) según el caso considerado y W es similar a W_1 , pero considerando el perímetro u .

6.4.5 Resistencia a punzonamiento de losas y bases de pilares con armadura de punzonamiento

(1) En el caso de que se requiera armadura de punzonamiento, esta se calculará de acuerdo con la expresión (6.52):

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5(d/s_r)A_{sw}f_{ywd,ef}(1/(u_1d))\operatorname{sen}\alpha \leq k_{\max} \cdot v_{Rd,c} \quad (6.52)$$

donde:

- A_{sw} es el área total de armadura de punzonamiento en un perímetro concéntrico al pilar [mm^2]
- s_r es la distancia en la dirección radial entre dos perímetros concéntricos de armadura de punzonamiento [mm]
- $f_{ywd,ef}$ es la resistencia de cálculo efectiva de la armadura de punzonamiento de acuerdo con $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd} [\text{N/mm}^2]$
- d es la media de los cantos útiles en las direcciones ortogonales [mm]
- α es el ángulo entre la armadura de punzonamiento y el plano de la losa
- $v_{Rd,c}$ es un factor que limita la capacidad máxima que puede alcanzarse mediante la aplicación de la armadura de punzonamiento, según el apartado 6.4.4
- k_{\max} es un factor que limita la capacidad máxima que puede alcanzarse mediante la aplicación de la armadura de punzonamiento, cuyo valor es 1,5.

Si se dispone una única fila de barras dobladas hacia abajo, el cociente d/s_r en la expresión (6.52) puede tomar el valor 0,67.

(2) Los requisitos sobre la definición de los detalles de armado de las armaduras de punzonamiento se indican en el apartado 9.4.3.

(3) En la zona más cercana al pilar, la resistencia a punzonamiento estará limitada por un valor máximo establecido mediante:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad (6.53)$$

donde:

- u_0 para pilar interior $u_0 = \text{perímetro del pilar} [\text{mm}]$
- para pilar de borde $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1 [\text{mm}]$
- para pilar de esquina $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2 [\text{mm}]$
- c_1 y c_2 son las dimensiones del pilar, tal y como se muestra en la figura A19.6.20

β véanse los apartados 6.4.3 (3), (4) y (5).

$v_{Rd,max} = 0,4v f_{cd}$, donde v se obtiene mediante la expresión (6.6).

- (4) Se debe determinar el perímetro crítico, u_{out} (o $u_{out,ef}$, véase la figura A19.6.22), para el cual no se requiere armadura de punzonamiento, mediante la expresión (6.54):

$$u_{out,ef} = \beta V_{Ed}/(v_{Rd,c} d) \quad (6.54)$$

El perímetro de armadura de punzonamiento situado en la zona exterior, se debe situar a una distancia no mayor a kd , dentro del perímetro u_{out} (o $u_{out,ef}$, véase la figura A19.6.22), donde $k = 1,5$.

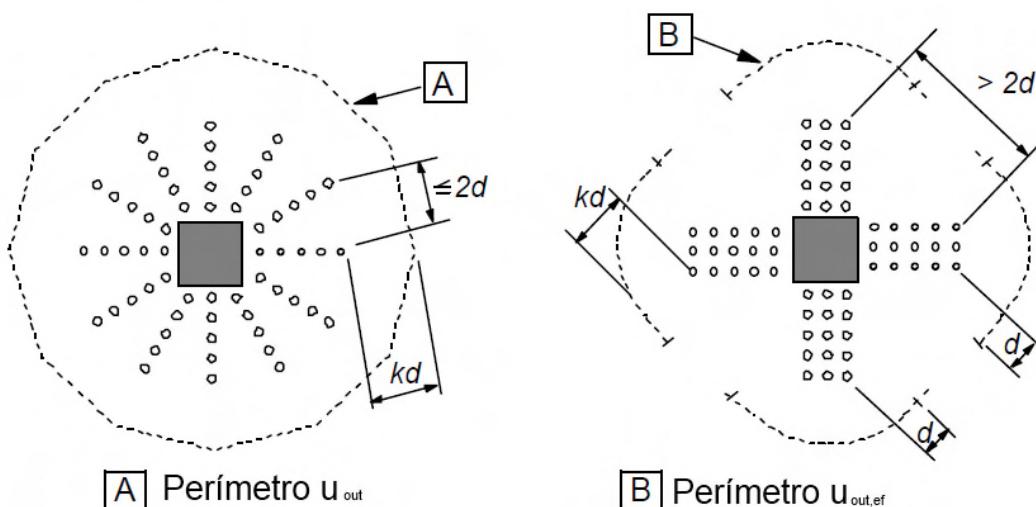


Figura A19.6.22 Perímetros críticos para pilares interiores

- (5) En el caso de utilizar productos patentados como armadura de punzonamiento, el valor de $V_{Rd,cs}$ debe determinarse mediante ensayos conforme con la correspondiente Evaluación Técnica Europea. Véase también el apartado 9.4.3.

6.5 Cálculo mediante modelos de bielas y tirantes

6.5.1 Generalidades

- (1) Los modelos de bielas y tirantes (véase también el apartado 5.6.4) pueden utilizarse en las zonas donde exista una distribución no lineal de deformaciones (por ejemplo en apoyos, junto a zonas de concentración de cargas o tensiones planas).

6.5.2 Bielas

- (1) La resistencia de cálculo de una biela de hormigón en una región con tensión transversal de compresión o en ausencia de tensiones transversales, puede calcularse utilizando la expresión (6.55) (véase la figura A19.6.23).

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (6.55)$$

En las zonas en las que existan compresiones multiaxiales puede ser adecuado suponer una resistencia de cálculo mayor.

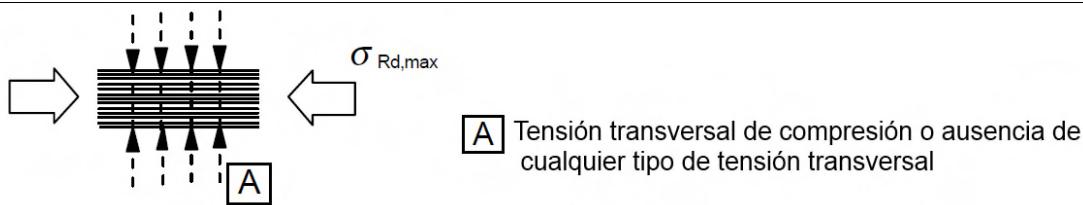


Figura A19.6.23 Resistencia de cálculo de las bielas de hormigón sin tracción transversal

(2) La resistencia de cálculo de las bielas de hormigón debe reducirse en las zonas fisuradas sometidas a compresión y puede calcularse mediante la expresión (6.56) (véase la figura A19.6.24) salvo que se utilice una aproximación más rigurosa.

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6\nu' f_{cd} \quad (6.56)$$

El valor de ν' viene dado por la ecuación 6.57.

$$\nu' = 1 - f_{ck}/250 \quad (6.57)$$

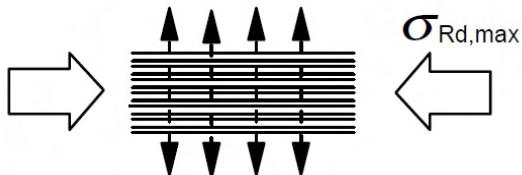


Figura A19.6.24 Resistencia de cálculo de las bielas de hormigón con tracción transversal

(3) En los apartados 6.2.2 y 6.2.3 se proporcionan métodos de cálculo alternativos para bielas entre áreas directamente cargadas como ménsulas o vigas cortas.

6.5.3 Tirantes

(1) La resistencia de cálculo de los tirantes transversales y de las armaduras debe limitarse de acuerdo con lo dispuesto en los apartados 3.2 y 3.3.

(2) La armadura debe anclarse adecuadamente en los nudos.

(3) La armadura necesaria para resistir las fuerzas en los nudos de concentración de esfuerzos puede repartirse sobre una cierta longitud (véase la figura A19.6.25 a) y b)). Cuando las armaduras de la zona del nudo se extiendan sobre una longitud importante del elemento, deben repartirse sobre la longitud en la que las trayectorias de las tensiones de compresión sean curvas (tirantes y bielas). La fuerza de tracción T puede obtenerse mediante:

a) Para regiones de discontinuidad parcial ($b \leq \frac{H}{2}$), véase la figura A19.6.25a:

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad (6.58)$$

b) Para regiones de discontinuidad total ($b > \frac{H}{2}$), véase la figura A19.6.25b:

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h} \right) F \quad (6.59)$$

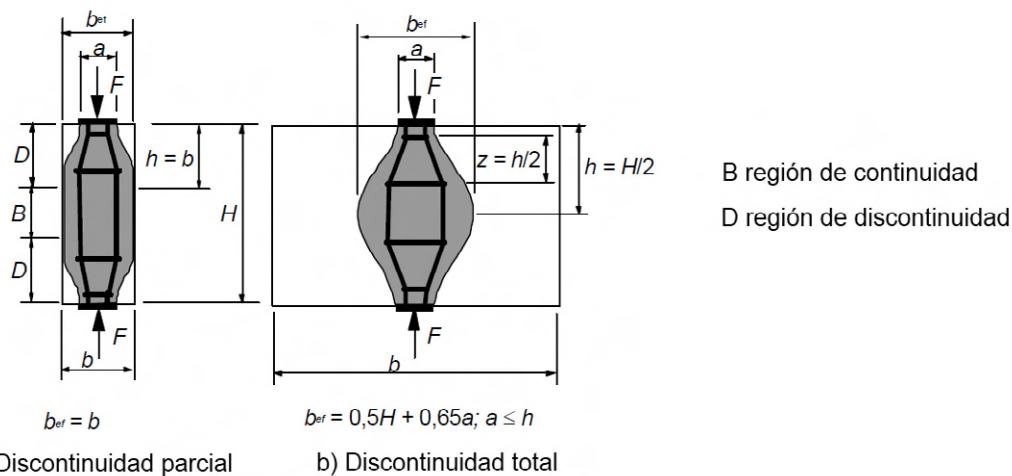


Figura A19.6.25 Parámetros para la obtención de los esfuerzos transversales de tracción en un campo de tensiones de compresión con armaduras repartidas

6.5.4 Nudos

- (1) Las reglas para nudos son también aplicables para las zonas en las que las fuerzas concentradas se transmiten a un elemento y que no han sido calculadas mediante el método de bielas y tirantes.
- (2) Las fuerzas actuantes en los nudos deben estar en equilibrio. Se deberán tener en cuenta los esfuerzos transversales de tracción perpendiculares al plano del nudo.
- (3) El dimensionamiento y el armado de los nudos de concentración de esfuerzos son cruciales a la hora de determinar su capacidad resistente. Los nudos de concentración de esfuerzos pueden aparecer, por ejemplo, en zonas de aplicación de cargas puntuales, como los apoyos; en zonas de anclaje con concentración de armaduras o tendones de pretensado; en las zonas de doblado de las armaduras; y en las uniones y esquinas de los elementos.
- (4) Los valores de cálculo de las tensiones de compresión en el interior de los nudos se pueden obtener:

- a) En los nudos sometidos a compresión en los que no existen tirantes anclados (véase la figura A19.6.26),

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \nu' f_{cd} \quad (6.60)$$

donde $\sigma_{Rd,max}$ es la tensión máxima que puede aplicarse en los bordes del nudo. Véase el apartado 6.5.2(2) para la definición de ν' . Se utilizará el valor $k_1 = 1,0$.

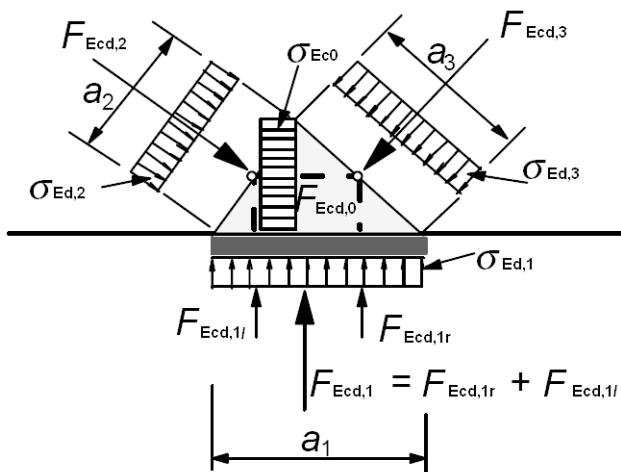


Figura A19.6.26 Nudo sin tirantes sometido a compresión

- b) En los nudos sometidos a compresión y tracción con tirantes anclados en una dirección (véase la figura A19.6.27),

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \nu' f_{cd} \quad (6.61)$$

donde $\sigma_{Rd,max}$ es la tensión máxima de $\sigma_{Ed,1}$ y $\sigma_{Ed,2}$. Véase 6.5.2(2) para la definición de ν' . Se utilizará el valor $k_2 = 0,85$.

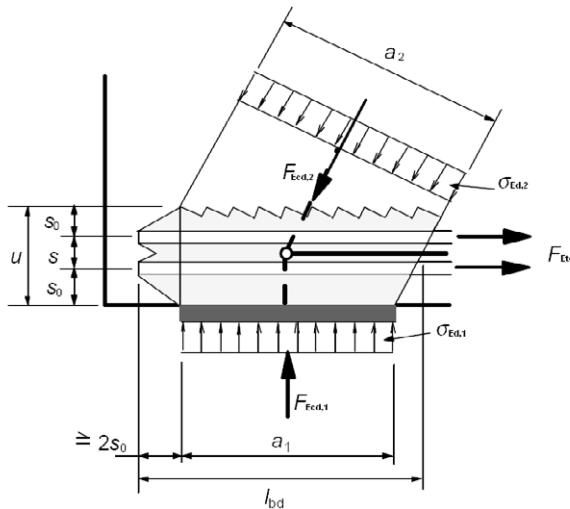


Figura A19.6.27 Nudo sometido a compresión y tracción con armadura en una dirección

- c) En los nudos sometidos a compresión y tracción con tirantes anclados en más de una dirección (véase la figura A19.6.28).

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 \nu' f_{cd} \quad (6.62)$$

donde $\sigma_{Rd,max}$ es la tensión máxima de compresión que se puede aplicar a los bordes de los nudos. Véase el apartado 6.5.2(2) para la definición de ν' . Se utilizará el valor $k_3 = 0,75$.

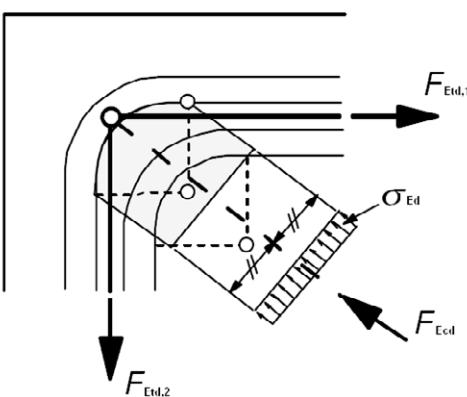


Figura A19.6.28 Nudo sometido a tracción y compresión con armaduras en dos direcciones

(5) Bajo las condiciones que se indican a continuación, los valores de cálculo de la tensión de compresión establecidos en el apartado 6.5.4(4) pueden incrementarse hasta un 10% cuando se produzca alguna de las siguientes circunstancias:

- la existencia de compresión triaxial está asegurada,
- los ángulos entre bielas y tirantes son $\geq 55^\circ$,
- las tensiones aplicadas en apoyos o en zonas de carga puntual son uniformes y el nudo se encuentra confinado por armadura transversal,
- la armadura está dispuesta en múltiples capas,
- el nudo está confinado de forma segura mediante una disposición particular del apoyo o por rozamiento.

(6) Los nudos sometidos a compresión triaxial pueden comprobarse mediante las expresiones (3.24) y (3.25), tomando como límite superior $\sigma_{Rd,max} \leq k_4 v' f_{cd}$, si se conoce la distribución de la carga en las tres direcciones de las bielas. Se utilizará el valor $k_4 = 3,00$.

(7) El anclaje de la armadura en los nudos sometidos a tracción y compresión comienza en el inicio del nudo: por ejemplo, en el caso de un soporte, el anclaje comienza en su cara interior (véase la figura A19.6.27). La longitud del anclaje debe disponerse sobre toda la extensión del nudo. En ciertos casos, la armadura puede anclarse detrás del nudo. Con respecto al anclaje de las armaduras y la flexión de las mismas, véanse los apartados 8.4 a 8.6.

(8) Los nudos comprimidos en la unión de tres bielas coplanarias, pueden verificarse de acuerdo con la figura A19.6.26. Se deben comprobar los valores máximos de las tensiones principales medias en el nudo ($\sigma_{c0}, \sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3}$) conforme al apartado 6.5.4(4) a). En general se supondrá que:

$$F_{cd,1}/a_1 = F_{cd,2}/a_2 = F_{cd,3}/a_3 \text{ dando lugar a } \sigma_{cd,1} = \sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,3} = \sigma_{cd,0}$$

(9) Los nudos correspondientes a las zonas de doblado de las armaduras pueden analizarse de acuerdo con la figura A19.6.28. Deberá comprobarse la tensión media de las bielas conforme a lo establecido en el apartado 6.5.4(5). El diámetro del mandril deberá comprobarse de acuerdo con lo establecido en el apartado 8.3.

6.6 Anclajes y solapes

(1) La tensión de cálculo de adherencia está limitada a un valor que depende de las características de la superficie de las armaduras, de la resistencia a tracción del hormigón y del confinamiento del hormigón entre las armaduras. Esto depende del recubrimiento, de la armadura transversal y de la presión transversal.

(2) La longitud necesaria para desarrollar el esfuerzo de tracción requerido en un anclaje o solape, se calcula admitiendo una tensión de adherencia constante.

(3) Las reglas de aplicación relativas al dimensionamiento de los anclajes y los solapes, así como la definición de los detalles de proyecto correspondientes, se establecen en los apartados comprendidos entre el 8.4 y el 8.8, ambos inclusive.

6.7 Zonas parcialmente cargadas

(1) Para zonas parcialmente cargadas, deberán considerarse el aplastamiento local (véase posteriormente) y los esfuerzos transversales de tracción que se generan (véase el apartado 6.5).

(2) Para una distribución uniforme de carga en un área A_{c0} (véase la figura A19.6.29), el esfuerzo resistente concentrado puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (6.63)$$

donde:

A_{c0} es el área cargada

A_{c1} es el área de distribución máxima para el cálculo, con una forma similar a A_{c0} .

(3) El área de distribución A_{c1} requerida por el esfuerzo resistente F_{Rdu} debe cumplir las siguientes condiciones:

- La altura de la distribución de la carga en la dirección de dicha carga se debe corresponder con la establecida en la figura A19.6.29,
- el centro del área de distribución de cálculo, A_{c1} , debe situarse sobre la línea de acción pasando por el dentro del área cargada A_{c0} ,
- en el caso de que exista más de una fuerza de compresión actuando en la sección de hormigón, las áreas de distribución calculadas no podrán superponerse.

El valor de F_{Rdu} deberá reducirse si la carga no está uniformemente distribuida en el área A_{c0} , o si existen esfuerzos cortantes elevados.

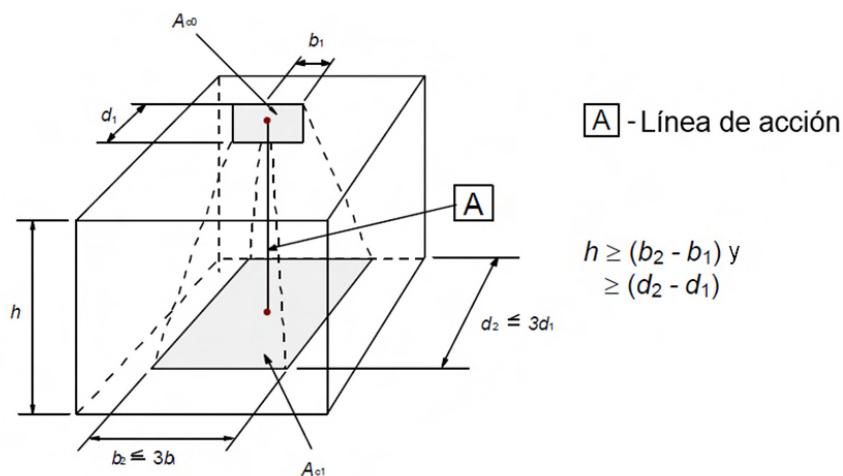


Figura A19.6.29 Distribución de cálculo para zonas parcialmente cargadas

(4) Se deberán disponer las armaduras necesarias para soportar el esfuerzo de tracción ocasionado por el efecto de la acción.

6.8 Fatiga

6.8.1 Condiciones de comprobación

- (1) La resistencia a fatiga de las estructuras debe comprobarse en casos especiales. Esta comprobación se realizará por para el hormigón y el acero.
- (2) La comprobación de fatiga debe realizarse en estructuras y elementos estructurales que vayan a estar sometidos a ciclos de carga de forma regular (por ejemplo, vigas carril para grúas o puentes expuestos a cargas elevadas de tráfico).

6.8.2 Esfuerzos y tensiones para la comprobación en fatiga

- (1) El cálculo de las tensiones se basa en la hipótesis de secciones fisuradas, despreciando la resistencia a tracción del hormigón pero cumpliendo la compatibilidad de deformaciones.
- (2) El efecto del distinto comportamiento adherente entre la armadura activa y la pasiva se tendrá en cuenta incrementando el rango de tensiones en la armadura pasiva, calculada bajo la hipótesis de adherencia perfecta mediante la aplicación de un coeficiente η dado por:

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \sqrt{\xi(\phi_s/\phi_p)}} \quad (6.64)$$

donde:

A_s es el área de la armadura pasiva

A_p es el área de la armadura activa

ϕ_s es el mayor diámetro de la armadura pasiva

ϕ_p es el diámetro o diámetro equivalente de la armadura activa:

$\phi_p = 1,6\sqrt{A_p}$ para grupos de barras

$\phi_p = 1,75 \phi_{wire}$ para cordones de 7 alambres, donde ϕ_{wire} es el diámetro del alambre

$\phi_p = 1,20 \phi_{wire}$ para cordones de 3 alambres, donde ϕ_{wire} es el diámetro del alambre

ξ es el cociente entre la capacidad de adherencia de la armadura activa adherente y la armadura pasiva del hormigón. El valor será el indicado en la correspondiente Evaluación Técnica Europea. En ausencia de dicho documento, se podrán utilizar los valores de la tabla A19.6.2.

Tabla A19.6.2 Relación entre la capacidad de adherencia de la armadura activa adherente y la armadura pasiva, ξ .

Armaduras activa	ξ		
	Pretesado	postesado, adherente	
		$f_{ck} \leq 50$ N/mm ²	$f_{ck} \geq 70$ N/mm ²
Barras y alambres lisos	No aplicable	0,30	0,15
Cordones	0,60	0,50	0,25
Alambres grafilados	0,70	0,60	0,30
Barras corrugadas	0,80	0,70	0,35
NOTA: Los valores intermedios entre f_{ck} 50 y 70 pueden interpolarse.			

(3) Para el cálculo de la armadura de cortante, la inclinación de las bielas de compresión, θ_{fat} , podrá determinarse utilizando un modelo de bielas y tirantes, o bien mediante la expresión (6.65).

$$\tan \theta_{fat} = \sqrt{\tan \theta} \leq 1,0 \quad (6.65)$$

donde:

θ es el ángulo que forma la biela de compresión con el eje de la viga, supuesto en el cálculo en Estado Límite Último (véase el apartado 6.2.3).

6.8.3 Combinación de acciones

(1) Para el cálculo del rango de tensiones se deberá distinguir entre las acciones no cíclicas y las acciones cíclicas generadoras de fatiga (cargas cuya aplicación se repite un determinado número de veces).

(2) La combinación básica para cargas no cíclicas es similar a la definición de la combinación frecuente en Estado Límite de Servicio:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1}Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1 \quad (6.66)$$

La combinación de acciones entre llaves {} (llamada combinación básica) se puede expresar como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\psi_{1,1}Q_{k,1}" + "\sum_{i \geq 1} \psi_{2,i}Q_{k,i}" \quad (6.67)$$

NOTA: $Q_{k,1}$ y $Q_{k,i}$ son acciones no cíclicas y acciones no permanentes.

(3) Las acciones cíclicas deberán combinarse con la combinación básica desfavorable:

$$E_d = E\{\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1}Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}\}; Q_{fat}\} j \geq 1; i > 1 \quad (6.68)$$

La combinación de acciones entre llaves {} (llamada combinación básica añadiendo las acciones cíclicas) se puede expresar como:

$$(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\psi_{1,1}Q_{k,1}" + "\sum_{i \geq 1} \psi_{2,i}Q_{k,i}") + "Q_{fat} \quad (6.69)$$

donde:

Q_{fat} es la carga de fatiga correspondiente (por ejemplo la carga de tráfico tal y como establece la reglamentación específica vigente u otras cargas cíclicas).

6.8.4 Procedimiento de comprobación para armaduras pasivas y activas

(1) El daño producido por la aplicación de un ciclo de tensiones, $\Delta\sigma$, puede determinarse mediante la utilización de los correspondientes diagramas S-N (figura A19.6.30), tanto para la armadura pasiva como para la activa. La carga aplicada debe multiplicarse por el coeficiente $\gamma_{F,fat}$. Además, el intervalo de tensiones resistentes para N^* ciclos con una amplitud $\Delta\sigma_{Rsk}$ deberá dividirse entre el coeficiente de seguridad $\gamma_{S,fat} = 1,0$.

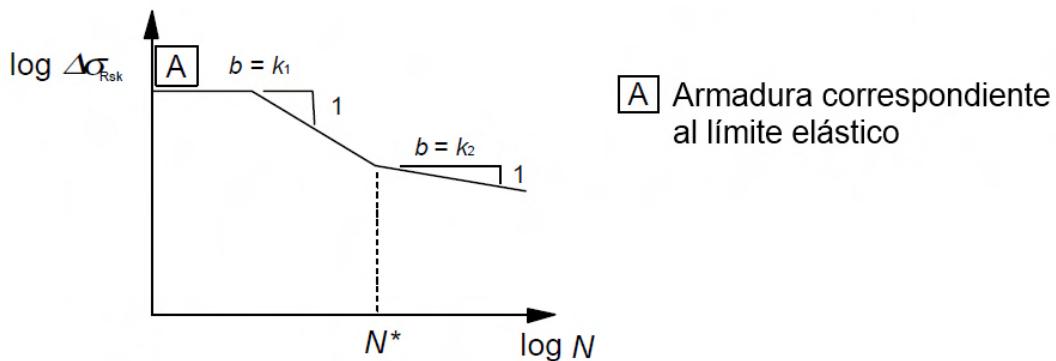


Figura A19.6.30 Forma del diagrama de la resistencia característica a la fatiga (diagrama S-N para armaduras pasivas y activas)

Los valores de los parámetros de los diagramas S-N para armaduras pasivas y activas a utilizar se dan en las tablas A19.6.3 y A19.6.4 respectivamente.

Tabla A19.6.3 Parámetros para diagramas S-N de armaduras pasivas

Tipo de armadura	N^*	Exponente de las tensiones		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (N/mm ²) para N^* ciclos
		k_1	k_2	
Barras rectas y dobladas ¹	10^6	5	9	162,5
Barras y mallas electrosoldadas	10^7	3	5	58,5
Dispositivos de empalme	10^7	3	5	35

¹ Los valores de $\Delta\sigma_{Rsk}$ son relativos a las barras rectas. Los valores para las barras dobladas deberán obtenerse utilizando un coeficiente reductor $\zeta = 0,35 + 0,026 D/\phi$,

donde:

D es el diámetro del mandril

ϕ es el diámetro de la barra.

Tabla A19.6.4 Parámetros para diagramas S-N de armaduras activas

Diagramas S-N para la armadura activa	N^*	Exponente de las tensiones		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (N/mm ²) para N^* ciclos
		k_1	k_2	
Armadura pretesa	10^6	5	9	185
Armadura postesa				
Monocordones en vainas de plástico	10^6	5	9	185
Tendones rectos o curvos en vainas de plástico	10^6	5	10	150
Tendones curvos en vainas de acero	10^6	5	7	120
Dispositivos de empalme	10^6	5	5	80

(2) Para ciclos múltiples con amplitudes variables, el daño se puede sumar utilizando la regla de Palmgren-Miner. Por tanto, el coeficiente de daño por fatiga del acero, D_{Ed} , ocasionado por las cargas de fatiga correspondientes, debe cumplir la siguiente condición:

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1 \quad (6.70)$$

donde:

$n(\Delta\sigma_i)$ es el número de ciclos aplicado para un rango de tensiones $\Delta\sigma_i$

$N(\Delta\sigma_i)$ es el número de ciclos que es capaz de resistir para un rango de tensiones $\Delta\sigma_i$.

(3) Si las armaduras, activas o pasivas, están expuestas a cargas de fatiga, las tensiones calculadas no deberán superar el límite elástico de cálculo del acero.

(4) El límite elástico se comprobará mediante ensayos de tracción del acero a emplear.

(5) En el caso de utilizar los criterios del apartado 6.8 para la comprobación de la vida útil residual de las estructuras existentes, o la comprobación de la necesidad de armaduras una vez que ha comenzado el proceso de corrosión, el rango de tensiones puede determinarse reduciendo el exponente de la tensión $k_2 = 5,0$ para barras rectas y dobladas.

(6) El rango de tensiones de las barras soldadas nunca podrá superar el correspondiente a las barras rectas y dobladas.

6.8.5 Comprobaciones utilizando el rango de tensiones de daño equivalente

(1) En lugar de una comprobación explícita de la resistencia al daño, conforme al apartado 6.8.4, la comprobación de fatiga para casos estándar con cargas conocidas (puentes de carretera o de ferrocarril) puede realizarse mediante:

- El rango de tensiones de daño equivalente para el acero, de acuerdo con el apartado 6.8.5(3).
- Las tensiones de compresión de daño equivalente para el hormigón, tal y como se indica en el apartado 6.8.7.

(2) El método del rango de tensiones de daño equivalente consiste en representar el espectro real de cargas correspondiente a la aplicación de N^* ciclos de un rango de tensiones determinado. El Anejo 21 de este Código Estructural contiene los modelos de carga de fatiga y procedimientos de cálculo del rango equivalente de tensiones, $\Delta\sigma_{S,equ}$, para las superestructuras de puentes de carretera y de ferrocarril.

(3) En las armaduras pasivas y activas, así como en los dispositivos de empalme, puede suponerse una resistencia a fatiga adecuada, en el caso de cumplirse la expresión (6.71):

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}} \quad (6.71)$$

donde:

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ es el rango de tensiones para N^* ciclos, de los diagramas S-N correspondientes (véase la figura A19.6.30).

NOTA: Véase también las tablas A19.6.3 y A19.6.4.

$\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$ es el rango de tensiones de daño equivalente para diferentes tipos de armadura, considerando N^* ciclos de carga. Para edificación, $\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$ es aproximadamente igual a $\Delta\sigma_{S,max}$

$\Delta\sigma_{S,max}$ es el rango máximo de tensiones del acero bajo las combinaciones de carga correspondientes.

6.8.6 Otras comprobaciones

(1) Se puede suponer una resistencia a la fatiga adecuada para barras sin soldar en tracción si el intervalo de tensiones bajo carga cíclica frecuente asociada a la combinación básica es $\Delta\sigma_S \leq k_1$, siendo $k_1 = 70 \text{ N/mm}^2$.

Para barras soldadas trabajando a tracción, se supondrá una resistencia a fatiga adecuada si el intervalo de tensiones bajo una carga cíclica frecuente asociada a la combinación básicas $\Delta\sigma_S \leq k_2$, siendo $k_2 = 35 \text{ N/mm}^2$.

(2) Como simplificación del punto (1), la comprobación puede realizarse utilizando la combinación frecuente de cargas. Si se cumple dicha comprobación no será necesaria la realización de más comprobaciones.

(3) Donde se utilicen uniones soldadas o dispositivos de empalme en el hormigón pretensado, no deben existir tracciones en la sección de hormigón en un entorno de 200 mm de las armaduras (pasiva o activa), bajo una combinación frecuente de cargas, junto con un coeficiente reductor $k_3 = 0,9$ para el valor medio de la fuerza de pretensado, P_m .

6.8.7 Comprobación del hormigón sometido a compresión o a cortante

(1) Se puede suponer una resistencia adecuada a fatiga para el hormigón en comprimido si se cumple la siguiente condición:

$$E_{cd,max,equ} + 0,43\sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1 \quad (6.72)$$

donde:

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}} \quad (6.73)$$

$$E_{cd,min,equ} = \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}} \quad (6.74)$$

$$E_{cd,max,equ} = \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}} \quad (6.75)$$

donde:

R_{equ} es la relación de tensiones

$E_{cd,min,equ}$ es el nivel mínimo de tensiones de compresión

$E_{cd,max,equ}$ es el nivel máximo de tensiones de compresión

$\sigma_{cd,max,equ}$ es la tensión máxima del rango de tensiones último para N ciclos

$\sigma_{cd,min,equ}$ es la tensión mínima del rango de tensiones último para N ciclos

N = número de ciclos = 10^6 ciclos

$f_{cd,fat}$ es el valor de cálculo de la resistencia a fatiga del hormigón, de acuerdo con (6.76)

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (6.76)$$

donde:

$\beta_{cc}(t_0)$ es un coeficiente para la resistencia del hormigón la primera puesta en carga (véase el apartado 3.1.2(6)),

t_0 es el tiempo de comienzo, en días, de la carga cíclica en el hormigón

$k_1 = 0,85$.

(2) Se puede admitir que la resistencia a fatiga del hormigón comprimido es adecuada si se cumple la siguiente condición:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$$

(6.77)

$\leq 0,9$ para $f_{ck} \leq 50 \text{ mm}^2$

$\leq 0,8$ para $f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$

donde:

$\sigma_{c,max}$ es la tensión en la fibra más comprimida bajo la combinación frecuente de cargas (con la compresión medida como positiva)

$\sigma_{c,min}$ es la tensión mínima de compresión en la misma fibra en la que se produce $\sigma_{c,max}$. Si $\sigma_{c,min}$ es una tensión de tracción se tomará $\sigma_{c,min} = 0$.

(3) La expresión (6.77) se aplica también a las bielas de compresión de los elementos sometidos a cortante. En este caso, la resistencia del hormigón $f_{cd,fat}$ deberá reducirse mediante el coeficiente reductor de la resistencia (véase el apartado 6.2.2(6)).

(4) Para elementos que no requieren armadura de cortante de cálculo para el Estado Límite Último, se puede suponer que el hormigón es resistente a la fatiga debido a los efectos del cortante, si se cumple:

- Para $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0$:

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|}$$

(6.78)

$\leq 0,9$ para $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$

$\leq 0,8$ para $f_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$

- Para $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} < 0$:

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|}$$

(6.79)

donde:

$V_{Ed,max}$ es el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo aplicado bajo la combinación frecuente de cargas

$V_{Ed,min}$ es el valor de cálculo del esfuerzo cortante mínimo aplicado bajo la combinación frecuente de cargas, en la sección en la que se produce $V_{Ed,max}$

$V_{Rd,c}$ es el valor de cálculo de la resistencia a cortante de acuerdo con la expresión (6.2.a).

7 Estados Límite de Servicio (ELS)

7.1 Generalidades

(1) Este apartado se centra en los Estados Límites de Servicio más comunes:

- Limitación de tensiones (véase el apartado 7.2).
- Control de la fisuración (véase el apartado 7.3).
- Control de las deformaciones (véase el apartado 7.4).

Otros estados límite (como el de vibración) pueden ser importantes en determinadas estructuras, pero no se tratan en este anexo.

(2) En el cálculo de tensiones y deformaciones se supone que las secciones no están fisuradas siempre que la tensión de flexotracción no supere $f_{ct,eff}$. El valor de $f_{ct,eff}$ puede tomarse como f_{ctm} o $f_{ctm,fl}$ siempre que el cálculo de la armadura mínima de tracción se base en ese mismo valor. Para el cálculo de la abertura de fisura y la rigidez a tracción, se deberá emplear f_{ctm} .

7.2 Limitación de tensiones

(1) Se limitará la tensión de compresión en el hormigón para evitar la fisuración longitudinal, la microfisuración o altos niveles de fluencia, que podrían producir efectos inadmisibles para la funcionalidad de la estructura.

(2) La fisuración longitudinal puede aparecer si el nivel de tensiones bajo la combinación característica de cargas supera un valor crítico. Esta fisuración puede dar lugar a una reducción de la durabilidad. En ausencia de otras medidas, como aumentar el recubrimiento de la armadura de compresión o el confinamiento del hormigón mediante armaduras transversales, puede ser apropiado limitar la tensión de compresión a un valor $k_1 f_{ck}$ en las zonas expuestas a clases de exposición XD, XF y XS (véase la tabla 27.1.a de este Código Estructural). El valor de k_1 a utilizar será $k_1 = 0,6$.

(3) Si la tensión en el hormigón bajo cargas quasi-permanentes es menor que $k_2 f_{ck}$, se puede suponer una fluencia lineal. Si la tensión supera ese valor, se debe considerar una fluencia no lineal (véase el apartado 3.1.4). El valor de k_2 a utilizar será $k_2 = 0,45$.

(4) Se limitarán las tensiones de tracción en la armadura para evitar deformaciones anelásticas, así como niveles de fisuración y deformación inadmisibles.

(5) Si bajo la combinación característica de cargas la tensión de tracción en la armadura no supera el valor de $k_3 f_{yk}$ puede suponerse que es posible evitar una fisuración y deformación inadmisibles. En el caso de que la tensión se produzca por una deformación impuesta su valor no deberá superar $k_4 f_{yk}$. El valor medio de las tensiones en las armaduras de pretensado no superará el valor $k_5 f_{pk}$. Los valores de k_3 , k_4 y k_5 a utilizar son 0,8, 1 y 0,75 respectivamente.

7.3 Control de la fisuración

7.3.1 Consideraciones generales

(1) La fisuración debe limitarse de manera que no perjudique la propia funcionalidad o durabilidad de la estructura o produzca una apariencia inaceptable.

(2) La fisuración es normal en las estructuras de hormigón armado sometidas a flexión, cortante, torsión o tracción resultantes de la carga directa, deformaciones impuestas o coacciones.

(3) Las fisuras pueden aparecer por otras causas como la retracción plástica o las reacciones químicas expansivas en el hormigón endurecido. Estas fisuras pueden alcanzar tamaños inadmisibles, pero su prevención y control se encuentran fuera del ámbito de esta sección.

(4) Se puede admitir que se formen las fisuras sin intentar controlar su abertura, siempre que no se perjudique al funcionamiento de la estructura.

(5) Se debe definir un valor límite para la abertura de fisura calculado (w_{max}), teniendo en cuenta la naturaleza y el funcionamiento de la estructura, así como el coste de limitar la fisuración.

Los valores de w_{max} a utilizar para las distintas clases de exposición se indican en la tabla 27.2 del apartado 27.2 de este Código Estructural.

Tabla 27.2 Abertura máxima de la fisura

Clase de exposición	w_{max} (mm)	
	Hormigón armado (para la combinación cuasi-permanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
X0 ⁽²⁾ , XC1 ⁽²⁾	0,4	0,2
XC2, XC3, XF1, XF3,XC4	0,3	0,2 ⁽¹⁾
XS1, XS2, XD1, XD2, XD3, XF2, XF4, XA1 ⁽³⁾	0,2	Descompresión
XS3, XA2 ⁽³⁾ , XA3 ⁽³⁾	0,1	

(1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasi-permanente de acciones,

(2) Para las clases de exposición X0 y XC1, la abertura de fisura no influye normalmente en la durabilidad. Los valores recogidos en la tabla para estos casos se establecen para garantizar un aspecto aceptable,

(3) La limitación relativa a las clases XA1, XA2 y XA3 solo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura.

En ausencia de exigencias más específicas (por ejemplo, la impermeabilidad frente al agua), se puede suponer que será apropiada la limitación de la abertura de fisura a los valores de w_{max} , establecidos en la tabla 27.2, en lo que se refiere al aspecto y la durabilidad en los elementos de hormigón armado de las edificaciones, bajo la combinación cuasi-permanente de cargas.

La durabilidad de los elementos pretensados puede verse afectada por la fisuración de forma crítica. En ausencia de requisitos más detallados, se puede asumir que la limitación de la abertura de fisura calculada a los valores de w_{max} , establecidos en la tabla 27.2, será admisible para elementos de hormigón pretensado bajo la combinación frecuente de cargas. El límite de descompresión requiere que todas las partes de las armaduras activas adherentes o las vainas sean introducidas al menos 25 mm en el hormigón sometido a compresión.

(6) Para los elementos que únicamente tienen armadura activa no adherente, se aplicarán los mismos requisitos que para los elementos de hormigón armado. Para los elementos con una combinación de armadura activa adherente y no adherente, se aplicarán los mismos requisitos que para elementos de hormigón armado con armadura activa adherente.

(7) Es necesario tomar medidas especiales para los elementos sometidos a una clase de exposición XD3. La elección de las medidas apropiadas dependerá de la naturaleza del agente agresivo en cuestión.

(8) En el caso de utilizar modelos de bielas y tirantes con las bielas orientadas siguiendo las trayectorias de las tensiones de compresión en el estado no fisurado, es posible utilizar los esfuerzos en los tirantes para obtener las tensiones del acero y estimar así la abertura de fisura (véase 5.6.4(2)).

(9) La abertura de fisura puede calcularse de acuerdo con el apartado 7.3.4. Una alternativa simplificada consiste en limitar el diámetro o la separación de las barras como se indica en el apartado 7.3.3.

7.3.2 Áreas mínimas de armadura

(1) Si es necesario controlar la fisuración deberá disponerse de una cantidad mínima de armadura adherente en las zonas sometidas a tracción. Esta cantidad puede estimarse a partir del equilibrio entre el esfuerzo de tracción del hormigón justo antes de fisurarse y el esfuerzo de tracción en la armadura sometida al límite elástico, o a una tensión menor, en el caso de que sea necesario limitar la abertura de fisura.

(2) Sin un cálculo más riguroso que demuestre que sea adecuada la utilización de una sección inferior, el área mínima de armadura se puede calcular como se indica a continuación. En secciones como vigas en T y vigas cajón, la armadura mínima debe determinarse para cada parte de la sección por separado (almas, alas).

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (7.1)$$

donde:

$A_{s,min}$	es el área mínima de armadura pasiva en la zona traccionada
A_{ct}	es el área de hormigón en la zona traccionada. Esta zona es la parte de la sección calculada para estar traccionada justo antes de que se forme la primera fisura
σ_s	es el valor absoluto de la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de que se produzca la fisura. Puede tomarse igual al límite elástico de la armadura f_{yk} . Sin embargo, puede necesitarse un valor inferior que satisfaga los límites de la abertura de fisura, en función del diámetro máximo de las barras o de la separación máxima entre las mismas (véase el apartado 7.3.3(2))
$f_{ct,eff}$	es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón en el momento en el que se supone que aparecerán las primeras fisuras: $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ o menor, $f_{ctm}(t)$, si se espera la fisuración antes de 28 días
k	es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de las tensiones no uniformes autoequilibradas, conduciendo a una reducción de los esfuerzos de coacción: = 1,0 para almas con $h \leq 300 \text{ mm}$ o alas con anchos inferiores a 300 mm = 0,65 para almas con $h \geq 800 \text{ mm}$ o alas con anchos superiores a 800 mm se puede interpolar para obtener valores intermedios
k_c	es un coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones en la sección, inmediatamente después de la fisuración y de la modificación del brazo mecánico: para tracción pura $k_c = 1$, para flexión pura y compuesta: - para secciones rectangulares y almas de secciones cajón y secciones en T: $k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (7.2)$ - para alas de secciones cajón y secciones en T: $k_c = 0,9 \cdot \left[\frac{F_{cr}}{A_{ct}f_{ct,eff}} \right] \geq 0,5 \quad (7.3)$

donde:

σ_c es la tensión media del hormigón que actúa en la parte de la sección considerada

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (7.4)$$

N_{Ed} es el esfuerzo axil en Estado Límite de Servicio en la parte de la sección considerada (esfuerzo de compresión tomado como positivo). N_{Ed} deberá determinarse considerando los valores característicos de los esfuerzos axiles y de pretensado bajo la combinación de cargas correspondiente

h^* $h^* = h$ para $h < 1,0\text{ m}$

$h^* = 1,0\text{ m}$ para $h \geq 1,0\text{ m}$

k_1 es un coeficiente que tiene en cuenta los efectos de los esfuerzos axiles sobre la distribución de tensiones:

$k_1 = 1,5$ si N_{Ed} es un esfuerzo de compresión

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ si N_{Ed} es un esfuerzo de tracción

F_{cr} es el valor absoluto de la fuerza de tracción en el ala inmediatamente antes de producirse la primera fisura, debida al momento de fisuración calculado con $f_{ct,eff}$.

(3) Se puede suponer que la armadura activa adherente en la zona de tracción contribuye al control de la fisuración en una distancia inferior a 150 mm desde el centro de la armadura activa. Se puede tener en cuenta sumando el término $\xi_1 A_p' \Delta\sigma_p$ a la expresión (7.1) donde:

A_p' es el área de armadura activa postesa o pretesa en $A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ es el área eficaz del hormigón traccionado que rodea la armadura pasiva y activa con un canto $h_{c,ef}$, donde $h_{c,ef}$ es el mínimo de $2,5(h - d)$, $(h - x)/3$ ó $h/2$ (véase la figura A19.7.1)

ξ_1 es el coeficiente de ajuste de la capacidad adherente, teniendo en cuenta los diferentes diámetros de la armadura activa y pasiva:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (7.5)$$

ξ es el cociente entre la capacidad adherente de la armadura activa y pasiva, de acuerdo con la tabla A19.6.2 del apartado 6.8.2

ϕ_s es el mayor diámetro de las barras de la armadura pasiva

ϕ_p es el diámetro equivalente de la armadura activa de acuerdo con el apartado 6.8.2.

Si únicamente se emplea armadura activa para el control de fisuración, $\xi_1 = \sqrt{\xi}$

$\Delta\sigma_p$ es la variación de tensiones en las armaduras activas a partir del estado de deformación cero del hormigón situado en el mismo nivel.

(4) En elementos pretensados no se requiere una armadura mínima en secciones donde, bajo la combinación característica de carga y el valor característico del pretensado, el hormigón se encuentre comprimido o el valor absoluto de la tensión de tracción en el hormigón sea inferior a $\sigma_{ct,p} = f_{ct,eff}$, establecido en el apartado 7.3.2(2).

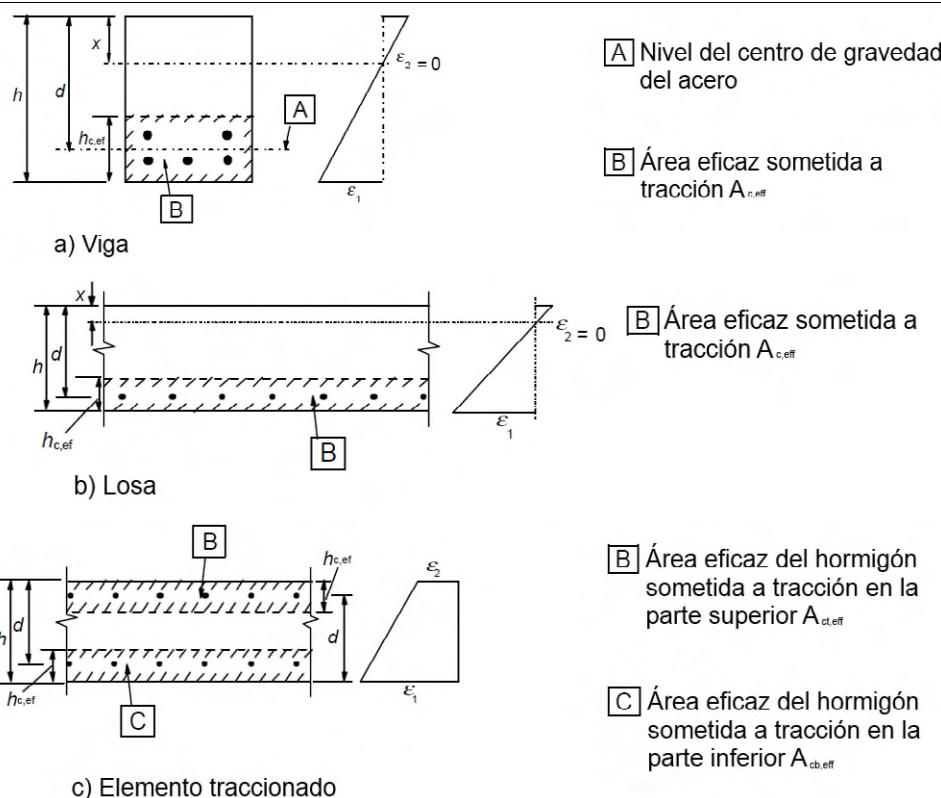


Figura A19.7.1 Área eficaz sometida a tracción (casos tipo)

7.3.3 Control de la fisuración sin cálculo directo

- (1) En el caso de losas de hormigón armado y pretensado en edificación sometidas a flexión sin esfuerzos axiles de tracción significativos, no necesitan medidas específicas para el control de la fisuración si el canto total no supera los 200 mm y se aplican las disposiciones del apartado 9.3.
- (2) Como simplificación, las reglas establecidas en el apartado 7.3.4 pueden presentarse en forma de tabla, limitando el diámetro o la separación de las armaduras.

NOTA: En el caso de disponer la armadura mínima establecida en el apartado 7.3.2, no es probable que la abertura de fisura sea excesiva si:

- Para fisuras debidas fundamentalmente a coacciones no se superan los diámetros de las barras indicados en la tabla A19.7.2 cuando la tensión del acero sea el valor obtenido inmediatamente después de la fisuración (es decir, σ_s en la expresión (7.1)).
- Para fisuras debidas fundamentalmente a cargas, se satisfacen los requisitos de la tabla A19.7.2 o de la tabla A19.7.3. La tensión del acero deberá calcularse suponiendo que la sección está fisurada, bajo la combinación de cargas correspondiente.

Para hormigón con armadura pretesa, en el que se controle la fisuración fundamentalmente mediante armadura activa adherente, se pueden utilizar las tablas A19.7.2 y A19.7.3 con una tensión igual al total de las tensiones menos la tensión del pretensado. Para hormigón con armadura postesa en el que se controle la fisuración fundamentalmente con armadura pasiva, las tablas podrán utilizarse con la tensión en esta armadura, pero calculada incluyendo el efecto de las fuerzas del pretensado.

Tabla A19.7.2 Diámetro máximo de las barras ϕ_s^* para el control de la fisuración¹

Tensión del acero ² [N/mm ²]	Diámetro máximo de la barra [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

NOTA 1: Los valores de la tabla están basados en las siguientes condiciones:

$$c = 25 \text{ mm}; f_{ct,eff} = 2,9 \text{ N/mm}^2; h_{cr} = 0,5h; (h - d) = 0,1h; k_1 = 0,8; k_2 = 0,5; k_c = 0,4; k = 1,0; k_t = 0,4 \\ \text{y } k_4 = 1,0.$$

NOTA 2: Bajo la correspondiente combinación de acciones.

Tabla A19.7.3 Separación máxima de las barras para el control de la fisuración¹

Tensión del acero ² [N/mm ²]	Diámetro máximo de la barra [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

* Para las notas véase la tabla A19.7.2

El diámetro máximo de la barra debe modificarse con el siguiente criterio:

- Flexión (al menos una parte de la sección está comprimida):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff}/2,9) \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} \quad (7.6N)$$

- Tracción (Tracción simple):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff}/2,9) \frac{h_{cr}}{8(h-d)} \quad (7.7N)$$

donde:

ϕ_s es el diámetro máximo modificado de la barra

ϕ_s^* es el diámetro máximo de la barra indicado en la tabla A19.7.2

h es el canto total de la sección

h_{cr} es el canto de la zona de tracción en el momento anterior a la fisuración, considerando los valores característicos del pretensado y los esfuerzos axiles, bajo la combinación cuasi-permanente de acciones

d es la profundidad efectiva del centro de gravedad de la capa exterior de la armadura.

En el caso de que toda la sección esté traccionada, $h - d$ será la mínima distancia desde el centro de gravedad de la capa de armadura al paramento de hormigón (si las barras no son simétricas, se considerarán ambos paramentos).

(3) En las vigas con un canto total mayor o igual a 1000 mm, en las que la armadura principal se concentra en una pequeña parte del canto, se debe disponer una armadura de piel adicional para controlar la fisuración en las caras de la viga. Esta armadura debe distribuirse de forma uniforme entre el nivel del acero en tracción y la fibra neutra, siempre dentro de los cercos. El área de la armadura de piel no debe ser inferior a la cuantía obtenida en el apartado 7.3.2(2), tomando $k = 0,5$ y $\sigma_s = f_{yk}$. La separación y el diámetro de las barras se puede obtener del apartado 7.3.4, o empleando la simplificación de suponer tracción pura y una tensión del acero igual a la mitad del valor asignado para la armadura principal de tracción.

(4) Debe tenerse en cuenta la existencia de riesgos de aparición de grandes fisuras en aquellas secciones en las que haya cambios bruscos de tensión, como por ejemplo:

- en cambios de sección,
- en las zonas cercanas a cargas concentradas,
- en las zonas en las que se han reducido las barras,
- en zonas de tensión de adherencia elevada, particularmente en los extremos de los solapes.

Se debe procurar, siempre que sea posible, minimizar los cambios de tensión en estas secciones. Las reglas para el control de la fisuración establecidas anteriormente aseguran un control adecuado en dichas zonas, siempre que se apliquen las reglas para la definición de los detalles de armadura indicadas en los apartados 8 y 9.

(5) Se puede suponer que la fisuración debida a los efectos de las acciones tangenciales puede controlarse de forma adecuada si se cumplen las reglas para la definición de los detalles de proyecto establecidas en los apartados 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 y 9.4.3.

7.3.4 Cálculo de la abertura de fisura

(1) La abertura de fisura, w_k , puede calcularse mediante la expresión (7.8):

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.8)$$

donde:

$s_{r,max}$ es la separación máxima entre fisuras

ε_{sm} es la deformación media en la armadura bajo la correspondiente combinación de cargas, incluyendo el efecto de las deformaciones impuestas y teniendo en cuenta los efectos de la rigidez a tracción. Únicamente se considera la deformación adicional producida respecto al estado de deformación cero en el hormigón situado al mismo nivel

ε_{cm} es la deformación media en el hormigón entre las fisuras.

(2) $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.9)$$

donde:

σ_s es la tensión en la armadura de tracción suponiendo que la sección está fisurada. En el caso de hormigón pretensado, σ_s puede sustituirse por $\Delta\sigma_p$, que será la variación de tensiones en las armaduras activas a partir del estado de deformación cero en el hormigón situado al mismo nivel

α_e es el cociente E_s/E_{cm}

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1 A'_p) / A_{c,eff} \quad (7.10)$$

A'_p y $A_{c,eff}$ se definen en el apartado 7.3.2 (3)

ξ_1 de acuerdo con la expresión (7.5)

k_t es un coeficiente que depende de la duración de la carga:

$k_t = 0,6$ para cargas de poca duración

$k_t = 0,4$ para cargas de mucha duración.

(3) En las situaciones en las que se dispongan armaduras adherentes, cuyos centros están muy cercanos en la zona traccionada (separación $\leq 5(c + \phi/2)$), la separación final máxima entre fisuras puede calcularse mediante la expresión (7.11) (véase la figura A19.7.2):

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \quad (7.11)$$

donde:

ϕ es el diámetro de las barras. En el caso de existir varios diámetros en una sección, se empleará un diámetro equivalente ϕ_{eq} . Para una sección con n_1 barras de diámetro ϕ_1 y n_2 barras de diámetro ϕ_2 , se deberá emplear la siguiente expresión:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad (7.12)$$

c es el recubrimiento de la armadura longitudinal

k_1 es un coeficiente que tiene en cuenta las propiedades adherentes de la armadura:

$k_1 = 0,8$ para barras de adherencia elevada

$k_1 = 1,6$ para barras con superficie eficaz lisa (por ejemplo, las armaduras de pretensado)

k_2 es un coeficiente que tiene en cuenta la distribución de deformaciones:

$k_2 = 0,5$ para flexión

$k_2 = 1,0$ para tracción pura.

Para casos de tracción excéntrica o para zonas localizadas, se podrán utilizar los valores intermedios de k_2 , obtenidos mediante la siguiente expresión:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2\varepsilon_1) \quad (7.13)$$

donde ε_1 es la mayor deformación y ε_2 la menor deformación de tracción en las fibras extremas de la sección considerada, partiendo de la base de que la sección está fisurada

$k_3 = 3,4$

$k_4 = 0,425$.

En el caso de que la separación de la armadura adherente supere el valor $5(c + \phi/2)$ (véase la figura A19.7.2), o si no existe armadura adherente en la zona traccionada, se podrá disponer un límite superior para la abertura de fisura, suponiendo una separación máxima de:

$$s_{r,max} = 1,3(h - x) \quad (7.14)$$

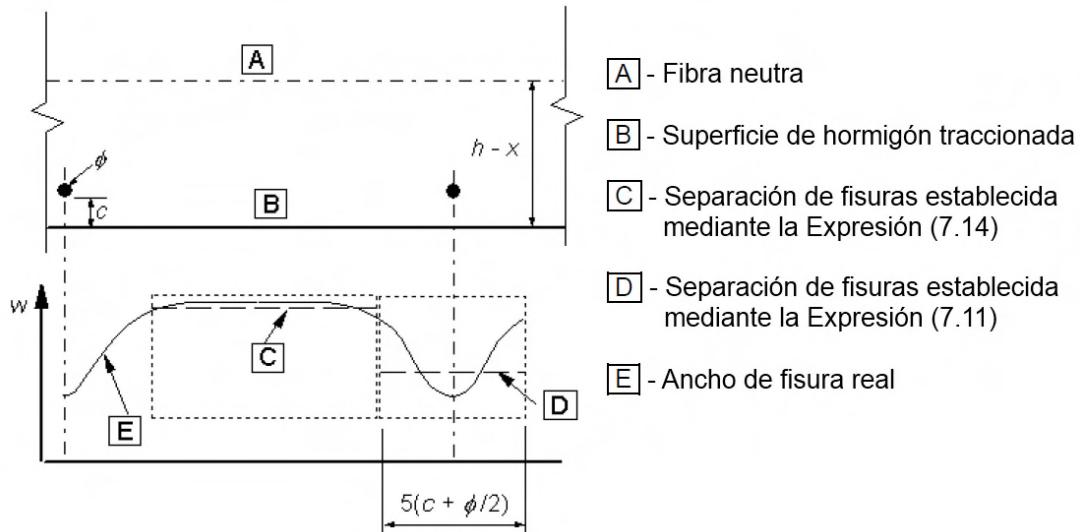


Figura A19.7.2 Abertura de fisura, w , en la superficie del hormigón, en función de la distancia a las armaduras

(4) Si en elementos armados en dos direcciones ortogonales el ángulo entre los ejes de las tensiones principales y la dirección de la armadura es significativo ($> 15^\circ$), la separación entre fisuras $s_{r,max}$ se calculará mediante la siguiente expresión:

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,max,z}}} \quad (7.15)$$

donde:

θ es el ángulo entre la armadura en la dirección y y la dirección de la tensión de tracción principal

$s_{r,max,y}$ y $s_{r,max,z}$ es la separación entre fisuras calculada en la dirección y y la dirección z respectivamente, de acuerdo con el apartado 7.3.4 (3).

(5) Para muros sometidos a retracción térmica a edad temprana, en los que el área horizontal de acero A_s no cumpla los requisitos establecidos en el apartado 7.3.2 y en los que el pie del muro esté coaccionado por una base previamente ejecutada, $s_{r,max}$ podrá suponerse igual a 1,3 veces la altura del muro.

NOTA: En el caso de utilizar métodos simplificados para el cálculo de la abertura de fisura, estos deberán basarse en las propiedades establecidas en este anexo, o bien justificarse mediante ensayos.

7.4 Control de deformaciones

7.4.1 Consideraciones generales

(1) La deformación de un elemento o estructura no deberá ser perjudicial para su funcionalidad y aspecto.

(2) Deben establecerse valores límite apropiados para la deformación, teniendo en cuenta la naturaleza de la estructura, los acabados, los tabiques y otros elementos estructurales, así como su función principal.

(3) Las deformaciones deben limitarse a valores compatibles con las deformaciones del resto de los elementos ligados a la estructura, como los tabiques, acristalamientos, revestimientos, servicios y

acabados. En algunos casos, la limitación puede ser necesaria para asegurar la propia funcionalidad de la maquinaria o equipos soportados por la estructura, o para evitar el embalsamiento de aguas en cubiertas planas.

NOTA: Las deformaciones límite establecidas en los puntos (4) y (5) provienen de la norma ISO 4356 y, en general, aseguran un comportamiento correcto en edificios de viviendas, oficinas, edificios públicos o fábricas. Se debe comprobar que los límites sean los apropiados para la estructura considerada y que no existen requisitos especiales. La norma ISO 4356 contiene más información sobre deformaciones y valores límite.

(4) La apariencia y funcionalidad general de la estructura pueden verse afectadas en el caso de que la flecha de una viga, losa o voladizo, bajo una combinación cuasi-permanente de cargas, supere el valor *longitud del vano*/250. La flecha será evaluada en relación a los apoyos. Se puede utilizar una contraflecha para compensar una parte o la totalidad de la deformación pero su valor no podrá exceder de *longitud del vano*/250.

(5) Se deben limitar las deformaciones que pudieran dañar las partes adyacentes de la estructura. Las deformaciones diferidas para la combinación cuasi-permanente de cargas no debe superar, en general, el valor de *longitud del vano*/500. Pueden considerarse otros límites, dependiendo de la sensibilidad de los elementos adyacentes.

(6) El estado límite de deformaciones puede comprobarse:

- limitando la relación luz-canto, de acuerdo con el apartado 7.4.2 o
- comparando una deformación calculada, de acuerdo con el apartado 7.4.3, con un valor límite.

NOTA: Las deformaciones reales pueden ser diferentes de los valores estimados, particularmente si los valores de los momentos aplicados se encuentran próximos al momento de fisuración. Las diferencias dependerán de la dispersión de las propiedades del material, de las condiciones ambientales, de la historia de cargas, de las coacciones en los apoyos, de las condiciones del suelo, etc.

7.4.2 Casos en lo que se pueden omitir los cálculos

(1) Generalmente, no es necesario calcular las deformaciones de forma explícita, pudiéndose utilizar reglas simplificadas, como por ejemplo la limitación de la relación luz-canto, para evitar problemas de deformaciones en circunstancias normales,. Será necesario realizar comprobaciones más rigurosas en el caso de elementos que se encuentran fuera de estos límites o en aquellos otros en los que sean adecuados otros límites de deformación distintos a los implícitos en los métodos simplificados.

(2) Siempre que las vigas y losas de hormigón armado en edificación se dimensionen de manera que cumplan con la limitación luz-canto establecida en este apartado, se puede considerar que las deformaciones no van a superar los límites establecidos en el apartado 7.4.1(4) y (5). Los límites de la relación luz-canto pueden estimarse utilizando las expresiones (7.16.a) y (7.16.b), multiplicándolas por los coeficientes de corrección que tienen en cuenta el tipo de armadura y otras variables. No se han tenido en cuenta las contraflechas en la obtención de las siguientes expresiones:

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{si } \rho \leq \rho_0 \quad (7.16.a)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho-\rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \right] \quad \text{si } \rho > \rho_0 \quad (7.16.b)$$

donde:

$\frac{l}{d}$ es la relación luz-canto

K es el coeficiente que tiene en cuenta los diferentes sistemas estructurales, ver tabla A19.7.4

ρ_0 es la cuantía geométrica de referencia de valor $10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$

ρ	es la cuantía geométrica de la armadura de tracción en el centro de vano necesaria para resistir las acciones de cálculo (en voladizos se utiliza la sección de arranque)
ρ'	es la cuantía geométrica de la armadura de compresión en el centro de vano necesaria para resistir las acciones de cálculo (en voladizos se utiliza la sección de arranque)
f_{ck}	está en N/mm^2 .

Las expresiones (7.16.a) y (7.16.b) se han obtenido suponiendo una tensión en el acero de 310 N/mm^2 (se corresponde aproximadamente con $f_{yk} = 500\text{ N/mm}^2$), bajo la carga de cálculo apropiada en Estado Límite de Servicio y con la sección fisurada en el centro de vano de la viga o losa, o en la sección de arranque en los voladizos.

En el caso de utilizar niveles de tensión diferentes, los valores obtenidos utilizando la expresión (7.16) deberán multiplicarse por $310/\sigma_s$. Normalmente se estará del lado de la seguridad al suponer que:

$$310/\sigma_s = 500/(f_{yk}A_{s,req}/A_{s,prov}) \quad (7.17)$$

donde:

σ_s	es la tensión de tracción del acero en el centro de vano (en voladizos se utiliza la sección de arranque), bajo la carga de cálculo en Estado Límite de Servicio
$A_{s,prov}$	es el área del acero dispuesta en esta sección
$A_{s,req}$	es el área del acero necesaria en esta sección para el Estado Límite Último.

Para secciones en T o en cajón en las que la relación entre el ancho del ala y el ancho del alma sea superior a 3, los valores de l/d establecidos en la expresión (7.16) deberán multiplicarse por 0,8.

Para vigas y losas, distintas de las losas planas, con luces mayores de 7 metros, que soporten tabiques susceptibles de ser dañados por deformaciones excesivas, los valores de l/d indicados en la expresión (7.16) deberán multiplicarse por $7/l_{eff}$ (con l_{eff} en metros, véase el apartado 5.3.2.2(1)).

Para losas planas en las que la luz mayor supera los 8,5 m, que soporten tabiques susceptibles de ser dañados por deformaciones excesivas, los valores de l/d indicados en la expresión (7.16) deberán multiplicarse por $8,5/l_{eff}$ (con l_{eff} en metros).

Los valores K para su utilización se establecen en la tabla A19.7.4.

Tabla A19.7.4 Relación luz/canto útil para elementos de hormigón armado sin esfuerzo axial de compresión.

Sistema estructural	K	Hormigón sometido a tensión elevada $\rho = 1,5\%$	Hormigón sometido a baja tensión $\rho = 0,5\%$
Viga simplemente apoyada; losa unidireccional o bidireccional simplemente apoyada	1,0	14	20
Extremo del vano de una viga continua, losa unidireccional continua o losa bidireccional continua en una dirección	1,3	18	26

Vano interior de viga, losa unidireccional o losa bidireccional	1,5	20	30
Losa apoyada en pilares sin vigas (losa plana) (para grandes longitudes)	1,2	17	24
Voladizo	0,4	6	8

NOTA 1: Los valores indicados se han seleccionado para quedar, en general, del lado de la seguridad. Por ello, el cálculo puede indicar la posibilidad de utilizar elementos más esbeltos.

NOTA 2: Para lasos bidireccionales, la comprobación deberá llevarse a cabo partiendo de la luz más pequeña. Para lasos planas, se deberá tomar la mayor luz.

NOTA 3: Los límites indicados para lasos planas corresponden a un límite menos severo que el establecido para la flecha obtenida en el centro del vano luz/250. La experiencia ha demostrado que esto resulta satisfactorio.

Los valores indicados en la expresión (7.16) y en la tabla A19.7.4 proceden de los resultados de un estudio paramétrico realizado para una serie de vigas o losas simplemente apoyadas con sección rectangular, utilizando el planteamiento general del apartado 7.4.3. Se consideraron diferentes resistencias del hormigón y un límite elástico característico de 500 N/mm². Se calculó el momento último para el área de armadura de tracción considerada y la combinación quasi-permanente de cargas se supuso igual al 50% de la carga total de cálculo correspondiente. Los límites luz/canto así obtenidos satisfacen la limitación de deformación indicada en el apartado 7.4.1 (5).

7.4.3 Comprobación de las deformaciones mediante el cálculo

(1) En el caso de que se considere necesario, las deformaciones deberán calcularse bajo condiciones de carga apropiadas para el propósito de la comprobación.

(2) El método de cálculo deberá representar el comportamiento real de la estructura bajo las acciones correspondientes con una precisión adecuada para los objetivos del cálculo.

(3) Los elementos que se considere que no van a recibir cargas que puedan rebasar la resistencia a tracción del hormigón se considerarán no fisurados. Aquellos otros que puedan fisurarse pero no de manera completa se considerarán en un estado intermedio entre no fisurado y totalmente fisurado, y en los elementos sometidos parcialmente a flexión su comportamiento puede estimarse a través de la expresión (7.18):

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I \quad (7.18)$$

donde:

α es el parámetro de deformación considerado que puede ser, por ejemplo, una deformación, una curvatura o un giro (Como simplificación, α puede tomarse como una flecha, véase apartado (6))

α_I y α_{II} son, respectivamente, los valores del parámetro calculados para una sección no fisurada y para una completamente fisurada

ζ es un coeficiente de distribución (tiene en cuenta la participación del hormigón traccionado en la sección) y que se obtiene de la expresión (7.19):

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (7.19)$$

$\zeta = 0$ para secciones no fisuradas

β	es un coeficiente que tiene en cuenta la influencia de la duración de la carga o de la repetición de una carga sobre la deformación media
	= 1,0 en el caso de una carga única de corta duración
	= 0,5 en el caso de una carga prolongada o de un gran número de ciclos de carga
σ_s	es la tensión en la armadura de tracción calculada considerando la sección como fisurada
σ_{sr}	es la tensión en la armadura de tracción calculada considerando la sección fisurada, bajo las condiciones de carga que producen la primera fisura.

NOTA: σ_{sr}/σ_s puede cambiarse por M_{cr}/M para flexión o N_{cr}/N para tracción pura, donde M_{cr} es el momento de fisuración y N_{cr} es el esfuerzo axil de fisuración.

(4) Las deformaciones debidas a la carga pueden evaluarse utilizando la resistencia a tracción y el módulo de elasticidad efectivo del hormigón (véase (5)).

La tabla A19.3.1 indica el intervalo de valores probables para la resistencia a tracción. Como regla general, la mejor estimación del comportamiento se obtendrá si se utiliza f_{ctm} . En el caso de que pueda demostrarse que no existen tensiones de tracción por esfuerzos axiles (por ejemplo causadas por la retracción o los efectos térmicos), se podrá utilizar la resistencia a tracción por flexión $f_{ctm,fl}$ (véase el apartado 3.1.8).

(5) En el caso de cargas con una duración suficiente como para dar lugar a la aparición del fenómeno de fluencia, la deformación total, incluida la de fluencia, puede calcularse utilizando de un módulo de elasticidad efectivo del hormigón, de acuerdo con la expresión (7.20):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(\infty, t_0)} \quad (7.20)$$

donde:

$\varphi(\infty, t_0)$ es el coeficiente de fluencia para la carga y el intervalo de tiempo considerados (véase el apartado 3.1.4).

(6) La curvatura debida a la retracción puede evaluarse utilizando la expresión (7.21):

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad (7.21)$$

donde:

$\frac{1}{r_{cs}}$ es la curvatura debida a la retracción

ε_{cs} es la deformación libre de retracción (véase el apartado 3.1.4)

S es el momento estático de la sección de armadura respecto al centro de gravedad de la sección

I es el momento de inercia de la sección

α_e es el coeficiente de homogeneización efectivo, $\alpha_e = E_s/E_{c,eff}$.

S e I deberán calcularse para la sección no fisurada y para la sección completamente fisurada. La estimación de la curvatura final se realizará mediante la expresión (7.18).

(7) El método más riguroso para la evaluación de las flechas, utilizando el método establecido en el punto (3), consiste en calcular la curvatura en un gran número de secciones a lo largo de la estructura para, posteriormente, calcular la deformación por integración numérica. En la mayoría de los casos, se acepta la realización del cálculo de la deformación dos veces, el primero suponiendo el elemento sin

fisurar y el segundo suponiendo el elemento completamente fisurado, para posteriormente interpolar utilizando la expresión (7.18).

NOTA: En el caso de utilizar métodos simplificados para el cálculo de las deformaciones, deberán basarse en las propiedades establecidas en este anexo, además de estar justificados mediante ensayos.

8 Detalles de armado para armaduras pasivas y activas. Generalidades

8.1 Generalidades

(1) Las reglas establecidas en este apartado se aplican armaduras pasivas (barras corrugadas, mallas electrosoldadas) y armaduras activas sometidas principalmente a cargas estáticas. Son aplicables a edificios y puentes convencionales, pero pueden no ser suficientes para:

- elementos sometidos a cargas dinámicas de origen sísmico, vibración de máquinas o cargas de impacto,
- elementos que incorporan armaduras con recubrimientos especiales de pinturas, epoxi o galvanizados.

Se incluyen reglas adicionales para barras de gran diámetro.

(2) Deben cumplirse los requisitos de recubrimiento mínimo de hormigón (véase apartado 43.4.1 de este Código Estructural).

(3) En el apartado 11 se incluyen reglas adicionales para el hormigón con áridos ligeros.

(4) Las reglas para las estructuras sometidas a cargas de fatiga se describen en el apartado 6.8.

8.2 Separación entre barras

(1) La separación entre barras deberá permitir el correcto vertido y compactación del hormigón y el desarrollo de una adherencia adecuada.

(2) La distancia libre (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no deberá ser inferior al mayor de los siguientes valores: k_1 veces el diámetro de la barra, ($d_g + k_2 \text{ mm}$), o 20 mm, donde d_g es el tamaño máximo del árido, $k_1 = 1$ y $k_2 = 5 \text{ mm}$.

(3) En el caso de que las barras se dispongan en capas horizontales separadas, las barras de cada capa deberán colocarse en la misma vertical que las barras del resto de capas, de forma que exista espacio suficiente entre las columnas de barras resultantes para permitir el acceso de vibradores y la correcta compactación del hormigón.

(4) Se permitirá que las barras solapadas entren en contacto en la longitud de solape. Para más detalles véase el apartado 8.7.

8.3 Diámetros admisible de los mandriles para el doblado de barras

Se adoptará lo establecido en el apartado 49.3.4 de este Código Estructural, así como los criterios que se recogen a continuación.

(1) El diámetro mínimo para el doblado de una barra debe ser tal que evite la aparición de fisuras en la barra, así como la rotura del hormigón situado en el interior de la parte doblada de la barra.

(2) Para evitar daños en la armadura, el diámetro de doblado de una barra (diámetro del mandril) no deberá ser inferior a $\phi_{m,min}$. Con carácter general, se adoptan los valores indicados en la tabla A19.8.1.

Tabla A19.8.1 Diámetros mínimos de doblado

Para barras y alambres

Diámetro de la barra, en mm	Diámetro mínimo para patillas, ganchos y ganchos en U
$\emptyset \leq 16$	$4\emptyset$
$\emptyset > 16$	$7\emptyset$

para armadura soldada y mallazo soldado doblados después de la soldadura

Diámetro mínimo	
$5\emptyset$	$d \geq 3\emptyset \quad 5\emptyset$ $d < 3\emptyset \quad$ o soldadura en la zona curva $20\emptyset$
NOTA: El tamaño del mandril para soldadura dentro de la zona curva se puede reducir a $5\emptyset$ si la soldadura se realiza conforme a la norma UNE-EN ISO 17660	

(3) No será necesario comprobar el diámetro del mandril para evitar el fallo del hormigón si se cumplen las siguientes condiciones:

- El anclaje de la barra no requiere una longitud mayor que 5ϕ tras el final de la patilla, o bien la barra no está colocada en el borde (plano de la patilla próximo al paramento) y existe una barra transversal con un diámetro $\geq \phi$ dentro de la patilla;
- El diámetro del mandril es mayor o igual a los valores establecidos en la tabla A19.8.1.

En otro caso, el diámetro del mandril $\phi_{m,min}$ deberá incrementarse de acuerdo con la expresión (8.1):

$$\phi_{m,min} \geq F_{bt} ((1/a_b) + 1/(2\phi))/f_{cd} \quad (8.1)$$

donde:

F_{bt} es la fuerza de tracción procedente de las cargas últimas en una barra o grupos de barras en contacto, en el inicio de una patilla

a_b para una barra dada (o grupos de barras en contacto), es la mitad de la distancia entre los centros de las barras (o grupos de barras), de forma perpendicular al plano de la patilla. Para una barra o grupo de barras contiguas al paramento de un elemento, a_b puede tomarse igual al recubrimiento más $\phi/2$.

El valor de f_{cd} no deberá ser superior al valor correspondiente para un hormigón de $f_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$.

8.4 Anclaje de la armadura longitudinal

8.4.1 Generalidades

- (3) Las patillas y los ganchos no contribuyen a los anclajes en compresión.
- (4) Se debe prevenir el fallo del hormigón en las patillas mediante el cumplimiento de 8.3(3).
- (5) En el caso de utilizar dispositivos mecánicos, los requisitos de los ensayos deben estar de acuerdo con la norma del producto o con la correspondiente Evaluación Técnica Europea.
- (6) Para la transmisión de los esfuerzos de pretensado al hormigón véase el apartado 8.10.

8.4.2 Tensión última de adherencia

- (1) La resistencia última de adherencia deberá ser suficiente para evitar el fallo por adherencia.
- (2) El valor de cálculo de la tensión última de adherencia, f_{bd} , para barras corrugadas se puede tomar como:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (8.2)$$

donde:

f_{ctd} es el valor de cálculo de la resistencia a tracción del hormigón de acuerdo con 3.1.6(2). Debido al aumento de la fragilidad del hormigón conforme aumenta su resistencia, $f_{ctk,0,05}$ deberá limitarse al valor correspondiente a un hormigón de $f_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$, a menos que se pueda comprobar que la resistencia de adherencia media aumenta por encima de este límite

η_1 es un coeficiente relacionado con las condiciones de adherencia y la posición de la barra durante el hormigonado (véase la figura A19.8.2):

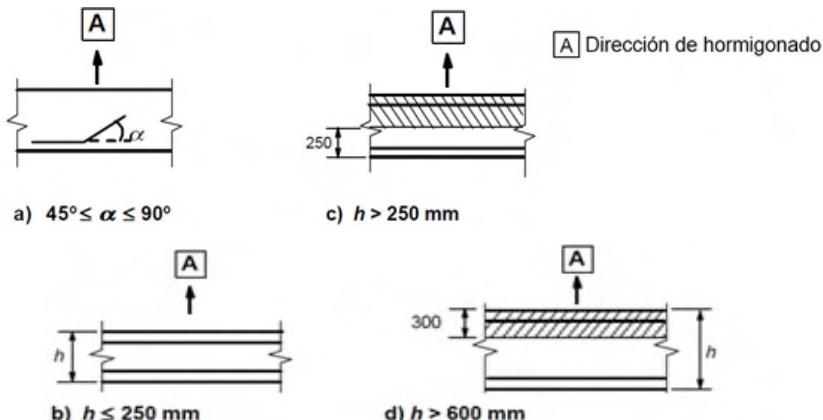
$\eta_1 = 1,0$ cuando se tiene condiciones de adherencia “buenas”

$\eta_1 = 0,7$ para el resto de casos y para las barras de los elementos estructurales ejecutados mediante encofrados deslizantes, a menos que se pueda demostrar que existen condiciones de adherencia “buenas”

η_2 es un coeficiente relacionado con el diámetro de la barra:

$$\eta_2 = 1,0 \quad \text{para } \phi \leq 32 \text{ mm}$$

$$\eta_2 = (132 - \phi)/100 \quad \text{para } \phi > 32 \text{ mm.}$$



a) y b) Condiciones de adherencia “buena” para todas las barras

c) y d) Zona no sombreada - Condiciones de adherencia “buena”

Zona sombreada - Condiciones de adherencia “mala”

Figura A19.8.2 Descripción de las condiciones de adherencia

8.4.3 Longitud básica de anclaje

- (1) El cálculo de la longitud de anclaje deberá considerar el tipo de acero y las propiedades adherentes de las barras.
- (2) Suponiendo una tensión de adherencia constante igual a f_{bd} , la longitud básica de anclaje, $l_{b,rqd}$, necesaria para anclar una fuerza $A_s \sigma_{sd}$ en una barra recta se establece mediante:

$$l_{b,rqd} = (\phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) \quad (8.3)$$

donde σ_{sd} es la tensión de cálculo de la barra en la sección desde la que se mide el anclaje.

Los valores de f_{bd} se indican en el apartado 8.4.2.

(3) Para las patillas, la longitud básica de anclaje necesaria, $l_{b,rqd}$, y la longitud neta de anclaje, l_{bd} , deben medirse a lo largo del eje de la barra (véase la figura A19.8.1a).

(4) En el caso de mallas electrosoldadas formadas por pares de alambres o barras, se debe cambiar el diámetro ϕ de la expresión (8.3) por el diámetro equivalente $\phi_n = \phi\sqrt{2}$.

8.4.4 Longitud neta de anclaje

(1) La longitud neta de anclaje, l_{bd} , será:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.4)$$

donde α_1 , α_2 , α_3 , α_4 y α_5 son coeficientes indicados en la tabla A19.8.2:

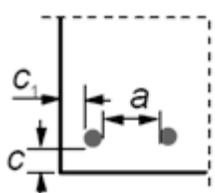
- α_1 es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de la forma de las barras suponiendo un recubrimiento adecuado (véase la figura A19.8.1)
- α_2 es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto del recubrimiento mínimo de hormigón (véase la figura A19.8.3)
- α_3 es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto del confinamiento debido a la armadura transversal
- α_4 es un coeficiente que tiene en cuenta la influencia de una o más barras transversales soldadas ($\phi_t > 0,6\phi$) a lo largo de la longitud neta de anclaje l_{bd} (véase también el apartado 8.6)
- α_5 es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de la presión perpendicular al plano de rotura, a lo largo de la longitud neta de anclaje

El producto $\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7$ (8.5)

$l_{b,rqd}$ se toma a partir de la expresión (8.3)

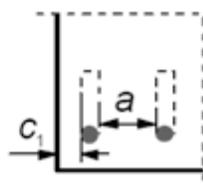
$l_{b,min}$ es la longitud mínima de anclaje si no se aplica ninguna limitación:

- Para anclajes en tracción, $l_{b,min} \geq \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{ mm}\}$
- Para anclajes en compresión, $l_{b,min} \geq \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{ mm}\}$.



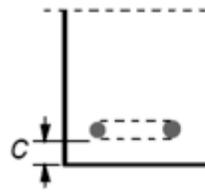
a) Barras rectas

$$c_d = \min(a/2, c_1, c)$$



b) Patillas o ganchos

$$c_d = \min(a/2, c_1)$$



c) Ganchos en U

$$c_d = c$$

Figura A19.8.3 Valores de c_d para vigas y losas

(2) Una alternativa simplificada a 8.4.4(1) consiste en considerar, en lugar de las longitudes contempladas en los procedimientos de anclaje de la figura 49.5.1.1 del Artículo 49.5 de este Código Estructural, una longitud de anclaje equivalente, $l_{b,eq}$, con los siguientes valores:

- $\alpha_1 l_{b,rqd}$ para las imágenes mostradas en las figuras 49.5.1.1(b), (c) y (d) de este Código Estructural (véase la tabla A19.8.2 para los valores de α_1),
- $\alpha_4 l_{b,rqd}$ para las imágenes mostradas en la figura 49.5.1.1(e) de este Código Estructural (véase la tabla A19.8.2 para los valores de α_4),

donde:

α_1 y α_4 están definidos en el punto (1)

$l_{b,rqd}$ se calcula mediante la expresión (8.3).

Tabla A19.8.2 Valores de los coeficientes α_1 , α_2 , α_3 , α_4 y α_5

Factor de influencia	Tipo de anclaje	Barra de armadura	
		Traccionada	Comprimida
Forma de las barras	Prolongación recta	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Otras distintas de la prolongación recta (véase la figura 49.5.1.1(b), (c) y (d) de este Código Estructural)	$\alpha_1 = 0,7$ si $c_d > 3\phi$, de lo contrario, $\alpha_1 = 1,0$ (véase figura A19.8.3 para valores de c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Recubrimiento de hormigón	Prolongación recta	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \phi)/\phi$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Otras distintas de la prolongación recta (véase la figura 49.5.1.1(b), (c) y (d) de este Código Estructural)	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - 3\phi)/\phi$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$ (véase figura A19.8.3 para valores de c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Confinamiento debido a armadura transversal no soldada a la armadura principal	Todos los tipos	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Confinamiento debido a armadura transversal soldada*	Todos los tipos, la posición y el tamaño se especifican en la figura 49.5.1.1(e) de este Código Estructural	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Confinamiento debido a la presión transversal	Todos los tipos	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$	-

donde:

$$\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st,min})/A_s$$

$\sum A_{st}$ área de la sección de armadura transversal a lo largo de la longitud básica de anclaje l_{bd} .

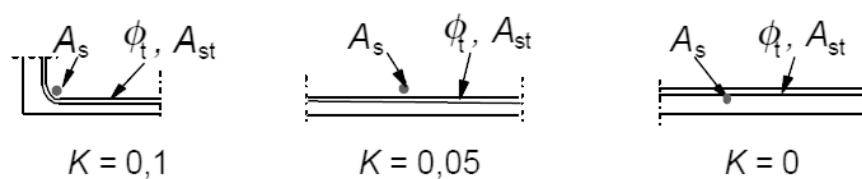
$\sum A_{st,min}$ área de la armadura transversal mínima. Para vigas y losas será igual a $0,25A_s$.

A_s área de una barra individual anclada de diámetro máximo.

K valores mostrados en la figura A19.8.4.

p presión transversal [N/mm^2] para el Estado Límite Último a lo largo de l_{bd} .

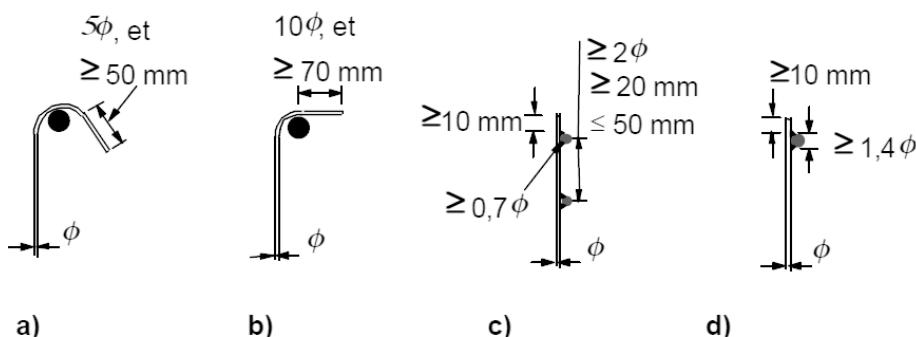
* Véase también 8.6: Para apoyos directos l_{bd} puede tomar valores menores que $l_{b,min}$ en el caso de que exista al menos un alambre transversal soldado en el interior del apoyo. Dicho alambre deberá ubicarse al menos a 15 mm desde la cara del apoyo.

Figura A19.8.4 Valores de K para vigas y losas

8.5 Anclaje de cercos y armaduras de cortante

- (1) El anclaje de cercos y armaduras de cortante debe realizarse mediante patillas y ganchos, o mediante armadura transversal soldada. Debe disponerse una barra dentro del gancho o patilla.
- (2) El anclaje debe cumplir con lo indicado en la figura A19.8.5. Las soldaduras se realizarán conforme a la norma UNE-EN ISO 17660, además de presentar una capacidad de soldadura conforme a lo establecido en el apartado 8.6 (2).

NOTA: Para la definición de los ángulos de doblado véase la figura 49.5.1.1 de este Código Estructural.



NOTA: Para c) y d) el recubrimiento no deberá ser inferior a 3ϕ o 50 mm.

Figura A19.8.5 Anclaje de las armaduras transversales

8.6 Anclaje mediante barras soldadas

- (1) Además de los anclajes indicados en los apartados 8.4 y 8.5, se puede realizar un anclaje mediante la utilización de barras transversales soldadas (véase la figura A19.8.6) embebidas en el hormigón. Se deberá demostrar que la calidad de las uniones soldadas es la adecuada.

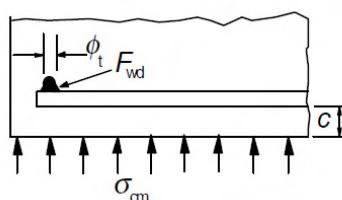


Figura A19.8.6 Barra transversal soldada utilizada como dispositivo de anclaje

- (2) La capacidad de anclaje de una barra transversal (con un diámetro comprendido entre 14 mm y 32 mm), soldada en la cara interior de la barra principal, será F_{btd} . Por ello, en la expresión (8.3) se podrá reducir σ_{sd} mediante F_{btd}/A_s , donde A_s es el área de la sección de la barra y F_{btd} se define mediante la expresión (8.8).

$$F_{btd} = l_{td}\phi_t\sigma_{td} \text{ sin superar el valor de } F_{wd} \quad (8.8)$$

donde:

F_{wd} es el valor de cálculo de la resistencia a cortante de la soldadura (definido como $A_s f_{yd}$ multiplicado por un coeficiente, por ejemplo $0,5 A_s f_{yd}$, donde A_s es el área de la sección de la barra anclada y f_{yd} es el límite de elasticidad de cálculo)

l_{td} es la longitud de cálculo de la barra transversal:

$$l_{td} = 1,16 \phi_t (f_{yd}/\sigma_{td})^{0,5} \leq l_t$$

l_t es la longitud de la barra transversal. No deberá ser mayor que la separación de las barras que van a anclarse

σ_{td} es la tensión del hormigón; $\sigma_{td} = (f_{cd} + \sigma_{cm})/y \leq 3f_{cd}$

σ_{cm} es la tensión de compresión en el hormigón perpendicular a las dos barras (valor medio, tomando la compresión positiva)

y es una función: $y = 0,015 + 0,14e^{(-0,18x)}$

x es una función que tiene en cuenta la geometría: $x = 2(c/\phi_t) + 1$

c es el recubrimiento de hormigón perpendicular a las dos barras.

(3) Si dos barras del mismo diámetro se sueldan, cada una en un lado opuesto de la barra que va a ser anclada, la capacidad calculada en el apartado 8.6(2) puede duplicarse siempre que el recubrimiento de la barra exterior cumpla lo establecido en el Capítulo 9 de este Código Estructural.

(4) Si se sueldan dos barras en el mismo lado, con una separación de 3ϕ , la capacidad de anclaje debe multiplicarse por un coeficiente de valor 1,41.

(5) Para barras de diámetro nominal menor o igual a 12 mm, la capacidad de anclaje de la barra transversal soldada depende principalmente de la resistencia de cálculo de la unión soldada. Esta se podrá calcular mediante la siguiente expresión:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16 A_s f_{cd} \phi_t / \phi_l \quad (8.9)$$

donde:

F_{wd} es la resistencia de cálculo a cortante de la soldadura (véase el apartado 8.6(2))

ϕ_t es el diámetro nominal de la barra transversal: $\phi_t \leq 12 \text{ mm}$

ϕ_l es el diámetro nominal de la barra que se va a anclar: $\phi_l \leq 12 \text{ mm}$.

En el caso de utilizar dos barras transversales soldadas con una separación mínima de ϕ_t , se debe multiplicar la capacidad de anclaje (establecida mediante la expresión (8.9)) por un coeficiente igual a 1,41.

8.7 Solapes y empalmes mecánicos

8.7.1 Generalidades

(1) Los esfuerzos se transmiten de una barra a otra mediante:

- solape de barras, con o sin patillas o ganchos,
- soldaduras,
- dispositivos mecánicos que aseguran la transferencia de la carga en tracción y compresión, o únicamente en compresión.

8.7.2 Solapes

- (1) La definición de los detalles de proyecto de los solapes de las barras deberán ser tales que:
 - se asegure la transmisión de esfuerzos de una barra a otra,
 - no se produzca el desconchamiento del hormigón en las zonas próximas a las uniones,
 - no se produzcan grandes fisuras que puedan afectar al comportamiento de la estructura.
- (2) Los solapes deben:
 - estar escalonados entre las barras y no estar localizados en las zonas de solicitudes elevadas (por ejemplo, en rótulas plásticas). Las excepciones se establecen en el apartado (4) posterior,
 - estar dispuestos de forma simétrica en cualquier sección.
- (3) La disposición de las barras solapadas debe ser tal que cumpla lo establecido en la figura A19.8.7:
 - la distancia libre entre barras solapadas no debe ser mayor que 4ϕ , de acuerdo a lo establecido en el apartado 49.5.2.2 de este Código Estructural. Si no se cumple esta condición, la longitud de solape deberá incrementarse en una longitud igual a la distancia libre entre barras,
 - la distancia longitudinal entre dos solapes adyacentes no deberá ser inferior a 0,3 veces la longitud de solape, l_0 ,
 - en el caso de dos solapes adyacentes, la distancia libre entre las barras adyacentes no deberá ser inferior a 2ϕ o 20 mm.
- (4) Si se cumple lo indicado en el punto (3), la proporción admisible de barras solapadas traccionadas será del 100% en el caso de que las barras se encuentren en una capa. Si las barras están dispuestas en varias capas, esta proporción se reducirá al 50 %.

Todas las barras comprimidas y la armadura secundaria (de distribución) pueden solaparse en una sección.

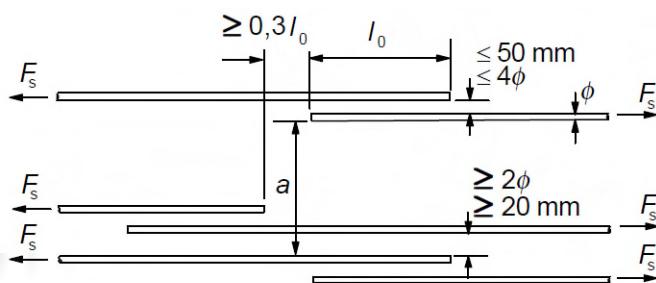


Figura A19.8.7 Solapes adyacentes

8.7.3 Longitud de solape

- (1) La longitud de solape de cálculo será:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (8.10)$$

donde:

$l_{b,rqd}$ se calcula mediante la expresión (8.3),

$$l_{0,min} \geq \max\{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}\} \quad (8.11)$$

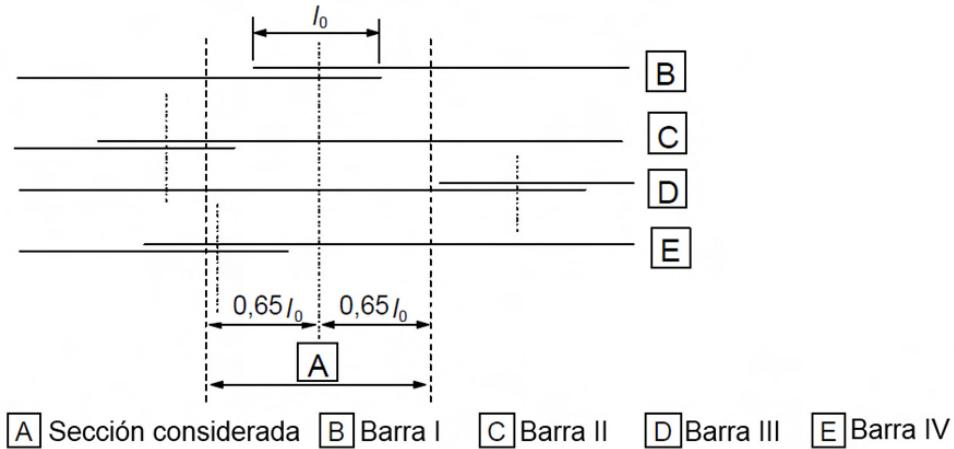
Los valores de α_1 , α_2 , α_3 y α_5 pueden tomarse de la tabla A19.8.2; sin embargo, para el cálculo de α_3 , se tomará $\sum A_{st,min} = 1,0 A_s (\sigma_{sd}/f_{yd})$, donde A_s es el área de la barra solapada.

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$ (siempre dentro del intervalo comprendido entre 1,0 y 1,5), donde ρ_1 es el porcentaje de armadura solapada en una longitud igual o inferior a $0,65 l_0$ desde el centro de la longitud de solape considerada (véase la figura A19.8.8). Los valores de α_6 se indican en la tabla A19.8.3.

Tabla A19.8.3 Valores del coeficiente α_6

Porcentaje de barras solapadas con respecto al total del área de la sección, ρ_1	< 25%	33%	50%	> 50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5

NOTA: Los valores intermedios podrán determinarse mediante interpolación.



Ejemplo: Las barras II y III están fuera de la sección considerada: $\rho_1 = 50\%$ y $\alpha_6 = 1,4$

Figura A19.8.8 Porcentaje de barras solapadas en una sección respecto al total de barras

8.7.4 Armadura transversal en la zona de solape

8.7.4.1 Armadura transversal para barras sometidas a tracción

- (1) Para resistir los esfuerzos transversales de tracción será necesaria la disposición de una armadura transversal en la zona de solape.
- (2) En el caso de que el diámetro, ϕ , de las barras solapadas sea inferior a 20 mm , o el porcentaje de barras solapadas en alguna sección sea inferior al 25 %, se considerará, sin más justificaciones, que cualquier armadura transversal necesaria por otras razones puede ser suficiente para equilibrar los esfuerzos transversales de tracción.
- (3) En el caso de que el diámetro, ϕ , de las barras solapadas sea mayor o igual a 20 mm la armadura transversal debe tener un área total A_{st} (suma de todas las ramas paralelas a la capa empalmada de la armadura), no inferior al área A_s de la barra solapada ($\sum A_{st} \geq 1,0 A_s$). Las barras transversales deben disponerse de forma perpendicular a la dirección de la armadura solapada.

Si más del 50% de la armadura está solapada en un punto y la distancia a entre los solapes adyacentes en una sección es $\leq 10\phi$ (véase la figura A19.8.7), la armadura transversal deberá estar formada por cercos o barras en U ancladas en la sección.

- (4) Se deben disponer las armaduras transversales previstas en el punto (3) en las secciones extremas del solape, tal y como se muestra en la figura A19.8.9(a).

8.7.4.2 Armadura transversal para barras sometidas permanentemente a compresión

(1) Además de las reglas para las barras traccionadas, debe disponerse una barra transversal fuera de la longitud del solape y en cada uno de sus lados, a una distancia inferior a 4ϕ de los extremos de dicha longitud (figura A19.8.9b).

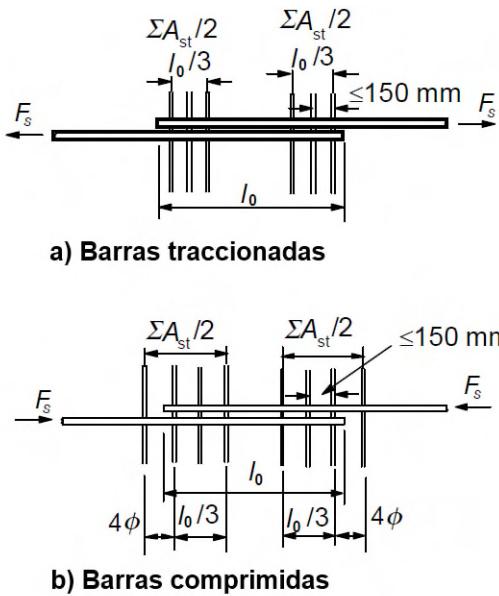


Figura A19.8.9 Armadura transversal para uniones solapadas

8.7.5 Solapes para mallas electrosoldadas

8.7.5.1 Solape de la armadura principal

(1) Los solapes pueden realizarse mediante mallas acopladas o mediante mallas superpuestas (figura A19.8.10).

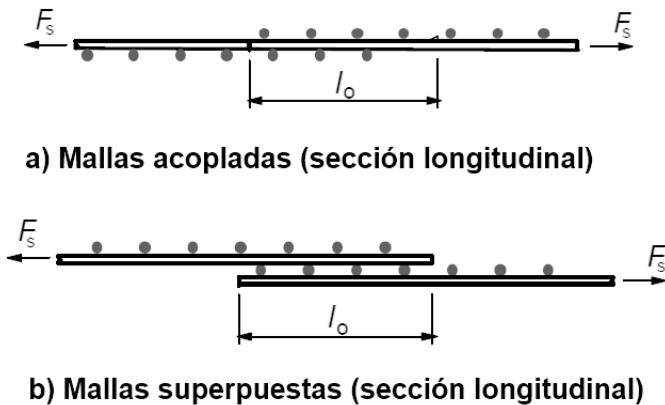


Figura A19.8.10 Solape de mallas electrosoldadas

(2) Se debe emplear la disposición de mallas acopladas en el caso de que existan cargas de fatiga.

(3) Para mallas acopladas, las disposiciones de solape relativas a las barras longitudinales principales deben ajustarse a lo establecido en el apartado 8.7.2. Se ignorará cualquier efecto favorable de las barras transversales, tomando así $\alpha_3 = 1,0$.

(4) Para mallas superpuestas, los solapes de la armadura principal deben estar situados en zonas en las que las tensiones calculadas en la armadura, para el Estado Límite Último, no sean superiores al 80% de la resistencia de cálculo.

(5) En el caso de que la condición (4) anterior no se cumpla, el canto útil del acero para el cálculo de la resistencia a flexión, de acuerdo con el apartado 6.1, debe aplicarse a la capa más alejada de la cara traccionada. Además, cuando se lleve a cabo la comprobación de la fisuración en las zonas cercanas al extremo del solape, la tensión del acero utilizada en las tablas A19.7.2 y A19.7.3 deberá incrementarse en un 25 %, debido a la discontinuidad en dichos extremos.

(6) El porcentaje de la armadura principal, que puede solaparse en una sección cualquiera, debe cumplir con lo siguiente:

Para mallas acopladas, se pueden aplicar los valores establecidos en la tabla A19.8.3.

Para mallas superpuestas, el porcentaje admisible de la armadura principal que puede solaparse en una sección cualquiera, dependerá del área específica de la sección de la malla soldada dispuesta (A_s/s)_{prov}, donde s es la separación de los elementos de la malla:

- 100% si $(A_s/s)_{prov} \leq 1200 \text{ mm}^2/m$,
- 60% si $(A_s/s)_{prov} > 1200 \text{ mm}^2/m$.

Para el caso de múltiples capas, la distancia entre las uniones deberá ser al menos $1,3l_0$ (l_0 se determina mediante el apartado 8.7.3).

(7) No será necesaria la utilización de armadura transversal adicional en la zona del solape.

8.7.5.2 Solape de armadura secundaria o de reparto

(1) Toda la armadura secundaria debe solaparse en el mismo punto.

Los valores mínimos para la longitud de solape l_0 se indican en la tabla A19.8.4. En el caso de dos barras de armadura secundaria, esta longitud de solape deberá ser suficiente como para poder abarcar, al menos, dos barras de la armadura principal.

Tabla A19.8.4 Longitudes de solape requeridas para los elementos secundarios de las mallas

Diámetro de los elementos secundarios (mm)	Longitudes de solape
$\phi \leq 6$	$\geq 150 \text{ mm}$; al menos 1 hueco de malla (2 soldaduras) en la longitud de solape
$6 < \phi \leq 8,5$	$\geq 250 \text{ mm}$; al menos 2 huecos de malla (3 soldaduras)
$8,5 < \phi \leq 12$	$\geq 350 \text{ mm}$; al menos 2 huecos de malla (3 soldaduras)

8.8 Reglas adicionales para barras de gran diámetro

(1) En el caso de utilizar barras con un diámetro superior a $\phi_{large} = 32 \text{ mm}$, las reglas que se establecen en los siguientes apartados sustituyen a las establecidas en los apartados 8.4 y 8.7.

(2) Cuando se utilicen barras de gran diámetro, el control de la fisuración puede realizarse mediante la utilización de armadura de piel (véase el apartado 9.2.4) o mediante el cálculo (véase el apartado 7.3.4).

(3) En el caso de utilizar barras de gran diámetro, los esfuerzos de rotura del recubrimiento y el efecto pasador serán mayores. Estas barras deberán anclarse mediante dispositivos mecánicos. Como alternativa, podrán anclarse mediante barras rectas, pero deberán disponerse cercos a modo de armadura de confinamiento.

(4) No se deben realizar uniones por solape en barras de gran diámetro, salvo en los casos de secciones con una dimensión mínima de 1,0 m, o si la tensión en la armadura no supera el 80% de la resistencia última de cálculo.

(5) En las zonas de anclaje en las que no exista compresión transversal, debe disponerse una armadura transversal adicional a la de cortante.

(6) Para longitudes rectas de anclaje (véase la figura A19.8.11 para la notación utilizada), la armadura adicional prevista en el apartado (5) no debe ser inferior a las siguientes:

- En dirección paralela a la cara traccionada:

$$A_{sh} = 0,25A_s n_1 \quad (8.12)$$

- En dirección perpendicular a la cara traccionada:

$$A_{sv} = 0,25A_s n_2 \quad (8.13)$$

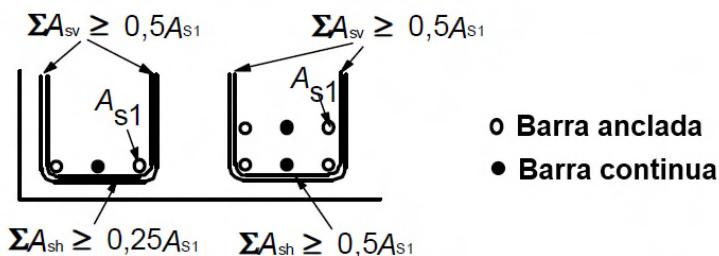
donde:

A_s es el área de la sección de la armadura anclada

n_1 es el número de capas con barras ancladas en el mismo punto del elemento

n_2 es el número de barras ancladas en cada capa.

(7) La armadura transversal adicional debe distribuirse de forma uniforme en la zona del anclaje. Además la separación de las barras no debe ser superior a 5 veces el diámetro de la armadura longitudinal.



Ejemplo: En el caso de la izquierda $n_1= 1$, $n_2= 2$; en el caso de la derecha $n_1=2$, $n_2=2$

Figura A19.8.11 Armadura adicional en un anclaje para barras de gran diámetro en ausencia de compresión transversal

(8) En el caso de armaduras de piel se aplica lo establecido en el apartado 9.2.4, pero el área de esta armadura no debe ser inferior a $0,01 A_{ct,ext}$ en la dirección perpendicular a las barras de gran diámetro; y $0,02 A_{ct,ext}$ en la dirección paralela a estas barras.

8.9 Grupo de barras

8.9.1 Generalidades

(1) A menos que se indique lo contrario, las reglas para barras aisladas también son de aplicación para grupos de barras. En un grupo, todas las barras deben tener las mismas características (tipo y calidad). Las barras de distintos tamaños podrán agruparse siempre que la relación entre los diámetros no supere el valor 1,7.

(2) En el cálculo el grupo de barras se reemplaza por una barra teórica con la misma área y el mismo centro de gravedad. El diámetro equivalente, ϕ_n , de esta barra teórica debe ser tal que cumpla:

$$\phi_n = \phi\sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad (8.14)$$

donde:

n_b es el número de barras del grupo, que estará limitado a:

$n_b \leq 4$ para barras verticales comprimidas y barras en una unión por solape

$n_b \leq 3$ para el resto de casos.

(3) Para los grupos de barras se aplicarán las reglas establecidas en el apartado 8.2 sobre la separación entre barras. Deberá utilizarse el diámetro equivalente, ϕ_n , midiendo la distancia libre entre grupos de barras desde el contorno real exterior del conjunto. El recubrimiento de hormigón tendrá que medirse igualmente desde el contorno real exterior del grupo de barras y no ser inferior a ϕ_n .

(4) Si dos barras en contacto se disponen una encima de la otra, bajo unas condiciones de adherencia "buenas", dichas barras no serán consideradas como un grupo.

8.9.2 Anclaje de grupos de barras

(1) Los grupos de barras sometidas a tracción pueden reducirse sobre los apoyos extremos e intermedios. Aquellos con un diámetro equivalente $< 32\text{ mm}$ pueden reducirse cerca de un soporte, sin necesidad de llevar a cabo una transición de las barras. Los conjuntos con un diámetro equivalente $\geq 32\text{ mm}$, que están anclados cerca de un soporte, deben disponerse con una transición de las barras como la mostrada en la figura A19.8.12.

(2) En el caso de barras individuales, ancladas y con una longitud de transición superior a $1,3l_{b,rqd}$ (donde $l_{b,rqd}$ se determina a partir del diámetro de la barra), se podrá utilizar el diámetro de la barra para la obtención de l_{bd} (véase la figura A19.8.12). Si las condiciones anteriormente descritas no son suficientes, se deberá utilizar el diámetro equivalente del grupo, ϕ_n .

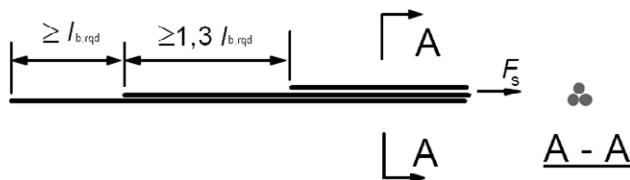


Figura A19.8.12 Anclaje de barras escalonadas de un grupo con una longitud de transición importante

(2) No será necesaria la transición de los grupos de barras para el caso de anclajes comprimidos. Para aquellos grupos cuyo diámetro equivalente sea $\geq 32\text{ mm}$, se deberán disponer al menos cuatro cercos con un diámetro $\geq 12\text{ mm}$, en el extremo final del grupo. Deberá disponerse un cerco adicional justo después del final de la transición de barras.

8.9.3 Solape de grupos de barras

(1) La longitud de solape debe calcularse de acuerdo con el apartado 8.7.3, utilizando ϕ_n (a partir del apartado 8.9.1(2)) como el diámetro equivalente de la barra.

(2) Para grupos de dos barras con diámetro equivalente $< 32\text{ mm}$, las barras pueden solaparse sin necesidad de escalar barras. En este caso, deberá utilizarse el tamaño de la barra equivalente para el cálculo de l_0 .

(3) Para grupos de dos barras con diámetro equivalente $\geq 32\text{ mm}$, o de tres barras, las barras individuales se deberán escalar en la dirección longitudinal al menos $1,3l_0$, como se muestra en la figura A19.8.13, en la que la longitud del solape se calcula a partir del diámetro de una barra aislada. Para este caso, la barra número 4 se utiliza como barra de solape. Se debe tener especial cuidado a la hora de asegurar que no se dispongan más de cuatro barras en las secciones solapadas. Los grupos de más de tres barras no deberán solaparse.

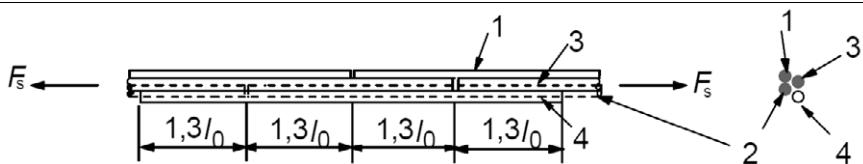


Figura A19.8.13 Unión mediante solape de barras traccionadas, incluyendo una cuarta barra

8.10 Armaduras activas

8.10.1 Disposición de las armaduras de pretensado y de las vainas

8.10.1.1 Generalidades

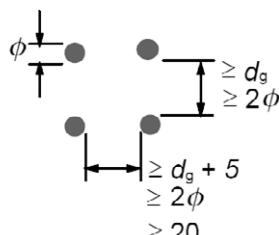
(1) La separación entre vainas de armaduras activas pretesas deberá ser tal que se asegure un correcto vertido y compactación del hormigón además de una adherencia suficiente entre el hormigón y la armadura activa.

8.10.1.2 Armadura activa pretesa

(1) La separación mínima entre armaduras activas pretesas, tanto en horizontal como en vertical, debe estar de acuerdo con lo establecido en la figura A19.8.14. Se pueden adoptar otras disposiciones siempre que los resultados de los ensayos muestren un comportamiento final satisfactorio en lo que se refiere a:

- el hormigón comprimido en el anclaje,
- el desconchamiento del hormigón,
- el anclaje de la armadura activa pretesa,
- el vertido del hormigón entre las armaduras activas.

Se debe tener presente también la durabilidad y al daño por corrosión de la armadura pretesa en los extremos de los elementos.



NOTA: Donde ϕ es el diámetro de la armadura pretesa y d_g el tamaño máximo del árido.

Figura A19.8.14 Distancias libres mínimas entre los tendones de la armadura pretesa

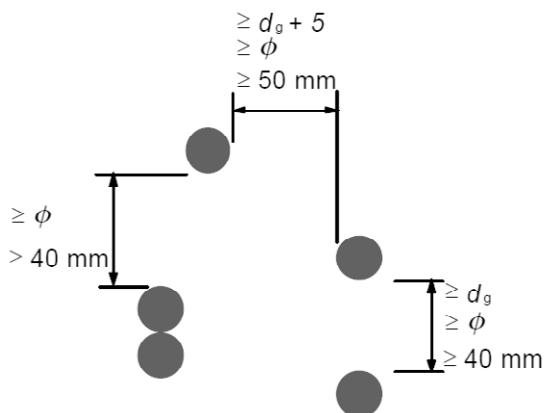
(2) No deben agruparse armaduras activas en las zonas de anclaje a menos que el vertido y compactación del hormigón pueda llevarse a cabo correctamente y se pueda conseguir una adherencia suficiente entre el hormigón y la armadura activa.

8.10.1.3 Vainas de postesado

(1) Las vainas de la armadura activa postesa deberán situarse y ejecutarse de forma que:

- el hormigón se pueda verter de forma segura sin dañar las vainas,
- el hormigón pueda absorber los esfuerzos de las vainas en las zonas curvas durante y después del tesado,

- no se filtre la lechada en otras vainas durante el proceso de inyección.
- (2) Las vainas para elementos postesados no deben agruparse, salvo en el caso de pares de vainas dispuestas en la misma vertical.
- (3) La distancia libre mínima entre las vainas deberá cumplir con lo establecido en la figura A19.8.15.



NOTA: Donde ϕ es el diámetro de la vaina para la armadura postesa y d_g el tamaño máximo del árido.

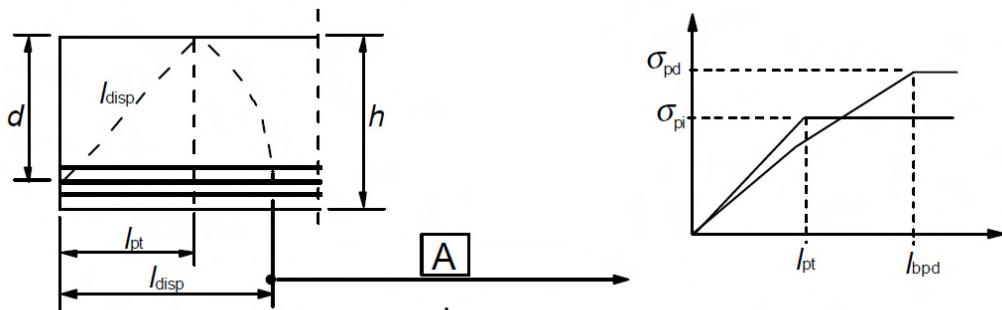
Figura A19.8.15 Distancia libre mínima entre vainas

8.10.2 Anclaje de la armadura activa pretesa

8.10.2.1 Generalidades

- (1) En las zonas de anclaje de la armadura activa pretesa, se deben considerar los siguientes parámetros de la longitud de anclaje (véase la figura A19.8.16):

- Longitud de transmisión, l_{pt} , en la que se transmite completamente la fuerza de pretensado (P_0) al hormigón; véase el apartado 8.10.2.2(2),
- Longitud de dispersión, l_{disp} , en la que las tensiones del hormigón pasan gradualmente a una distribución lineal en la sección de hormigón; véase el apartado 8.10.2.2(4),
- Longitud de anclaje, l_{bpd} , en la que la fuerza de la armadura activa, F_{pd} , en Estado Límite Último, se encuentra completamente anclada en el hormigón (véanse los apartados 8.10.2.3(4) y (5)).



A Distribución lineal de tensiones en la sección de un elemento

Figura A19.8.16 Transferencia del pretensado en elementos pretesos; definición de los parámetros de longitud a considerar

8.10.2.2 Transferencia de los esfuerzos de pretensado

(1) Se puede suponer que al liberar la armadura activa el pretensado se transfiere al hormigón mediante una tensión de adherencia constante f_{bpt} :

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd}(t) \quad (8.15)$$

donde:

η_{p1} es un coeficiente que tiene en cuenta el tipo de armadura activa y la situación adherente en el momento de la transferencia

$\eta_{p1} = 2,7$ para alambres grafilados

$\eta_{p1} = 3,2$ para cordones de 3 y 7 alambres

η_1 = 1,0 para condiciones de adherencia “buenas” (véase el apartado 8.4.2)

= 0,7 para el resto de casos, a menos que pueda justificarse un valor superior con respecto a unas circunstancias particulares de ejecución

$f_{ctd}(t)$ es la resistencia de cálculo a tracción del hormigón en el momento de transferencia del pretensado; $f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}(t)/\gamma_c$ (véanse también los apartados 3.1.2(9) y 3.1.6(2)).

NOTA: Podrán emplearse los valores de η_{p1} para otros tipos de armadura activa, diferentes a las indicadas anteriormente, siempre que estén respaldados por un Documento de Idoneidad Técnica Europeo.

(2) El valor básico de la longitud de transmisión, l_{pt} , se establece mediante:

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad (8.16)$$

donde:

α_1 = 1,0 para una transmisión del pretensado gradual

= 1,25 para una transmisión del pretensado instantánea

α_2 = 0,25 para armaduras activas de sección circular

= 0,19 para cordones de 3 y 7 alambres

ϕ es el diámetro nominal de la armadura activa

σ_{pm0} es la tensión de la armadura activa justo después de la transmisión del pretensado.

(3) El valor de cálculo de la longitud de transmisión debe tomarse igual al valor menos favorable de los siguientes, dependiendo de la situación de cálculo:

$$l_{pt1} = 0,8 l_{pt} \quad (8.17)$$

o

$$l_{pt2} = 1,2 l_{pt} \quad (8.18)$$

NOTA: Normalmente, se emplea el menor valor para las comprobaciones de tensiones locales en el momento de la transferencia del pretensado y el mayor valor para los Estados Límite Últimos (cortante, anclaje, etc.).

(4) Puede suponerse que las tensiones en el hormigón seguirán una distribución lineal fuera de la longitud de dispersión (véase la figura A19.8.16):

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2} \quad (8.19)$$

(5) Se puede suponer una composición alternativa del pretensado, si está debidamente justificada y si la longitud de transmisión se modifica en consecuencia.

8.10.2.3 Anclaje de la armadura activa en el Estado Límite Último

(1) Debe comprobarse el anclaje de las armaduras activas en las secciones en las que la tensión de tracción del hormigón supere $f_{ctk,0,05}$. El esfuerzo de la armadura activa debe calcularse suponiendo una sección fisurada, incluyendo el efecto del cortante de acuerdo con el apartado 6.2.3(7); véase también el apartado 9.2.1.3. En el caso de que la tensión de tracción del hormigón sea inferior a $f_{ctk,0,05}$, no será necesaria la comprobación del anclaje.

(2) La resistencia de adherencia del anclaje en el Estado Límite Último es:

$$f_{bpd} = \eta_{p2}\eta_1 f_{ctd} \quad (8.20)$$

donde:

η_{p2} es un coeficiente que tiene en cuenta el tipo de armadura activa y la situación adherente en el anclaje

$\eta_{p2} = 1,4$ para alambres grafilados

$\eta_{p2} = 1,2$ para cordones de 7 alambres

η_1 conforme a lo indicado en el apartado 8.10.2.2(1).

NOTA: Podrán emplearse los valores de η_{p2} para otros tipos de armaduras activas, diferentes a las indicadas anteriormente, siempre que estén respaldados por un Documento de Idoneidad Técnica Europeo.

(3) Debido al incremento de la fragilidad del hormigón a medida que aumenta su resistencia del hormigón, $f_{ctk,0,05}$ deberá limitarse al valor correspondiente a $f_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$, a menos que se pueda comprobar que la capacidad de adherencia media se encuentre por encima de este valor límite.

(4) La longitud total de anclaje para anclar la armadura activa sometida a una tensión σ_{pd} será:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \phi (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}) / f_{bpd} \quad (8.21)$$

donde:

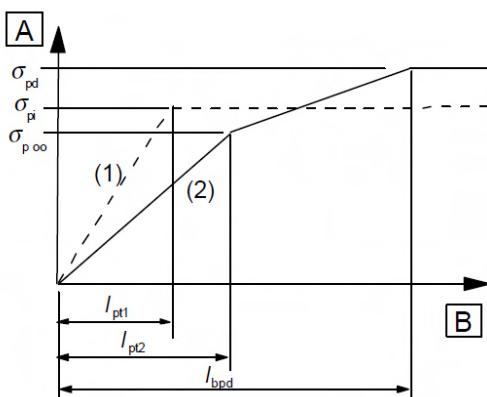
l_{pt2} es el valor superior de cálculo de la longitud de transmisión, véase el apartado 8.10.2.2(3)

α_2 se define en el apartado 8.10.2.2(2)

σ_{pd} es la tensión de la armadura activa correspondiente al esfuerzo descrito en el punto (1)

$\sigma_{pm\infty}$ es la tensión del pretensado después de todas las pérdidas.

(5) En la figura A19.8.17 se muestran las tensiones del pretensado en la zona del anclaje.



A Tensión en la armadura de pretensado

B Distancia desde el extremo

Figura A19.8.17 Tensiones en la zona del anclaje de elementos pretesos: (1) en el momento de transferencia del pretensado, (2) en el Estado Límite Último

- (6) En el caso de combinar armaduras pasivas con armaduras activas pretesadas, se podrán sumar las capacidades de anclaje de cada una.

8.10.3 Zonas de anclaje de elementos postesos

- (1) El cálculo de las zonas de anclaje debe realizarse de acuerdo con las reglas establecidas en este apartado y las que se recogen en el apartado 6.5.3.
- (2) Al considerar los efectos del pretensado como una fuerza concentrada en la zona de anclaje, el valor de cálculo del pretensado deberá ser conforme con el apartado 2.4.2.2(3) y deberá utilizarse la resistencia característica inferior a tracción del hormigón.
- (3) Deberán comprobarse las tensiones tras las placas de anclaje conforme a la correspondiente Evaluación Técnica Europea.
- (4) Los esfuerzos de tracción debidos a cargas concentradas deben evaluarse mediante un modelo de bielas y tirantes, o a través de otras representaciones adecuadas (véase el apartado 6.5). La armadura debe disponerse suponiendo que trabajará con la resistencia de cálculo. Si la tensión en esta armadura está limitada a 300 N/mm^2 , no será necesaria la realización de la comprobación de la abertura de fisura.
- (5) Para simplificar, se puede admitir que el ángulo de dispersión de la fuerza de pretensado comienza a partir del extremo del dispositivo de anclaje y es igual a 2β , suponiendo $\beta = \arctan 2/3$.

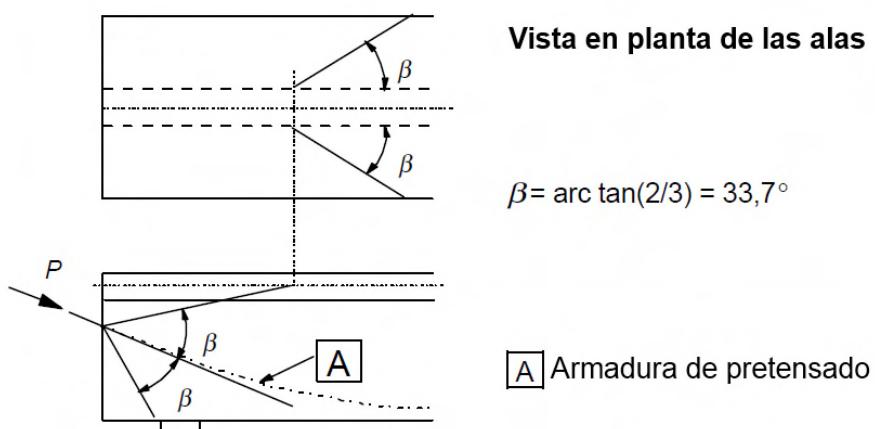


Figura A19.8.18 Dispersión del pretensado

8.10.4 Anclajes y acopladores para armaduras de pretensado

- (1) Los dispositivos de anclaje utilizados en armadura postesas deben ser conformes con lo especificado para el sistema de pretensado utilizado. Las longitudes de anclaje de las armaduras pretesas deberán permitir el desarrollo completo de la resistencia de cálculo de la armadura activa, teniendo en cuenta los efectos de cualquier acción repetitiva de variación rápida.
- (2) En el caso de utilizar acopladores, estos deberán ajustarse a las especificaciones de los dispositivos para el sistema de pretensado empleado. Debido a la interferencia causada por estos dispositivos, se deberán colocar de manera que no afecten a la capacidad portante del elemento, además de permitir la correcta introducción de los anclajes provisionales que puedan ser necesarios durante la construcción.
- (3) Los cálculos para los efectos locales en el hormigón y para la armadura transversal deben realizarse de acuerdo con lo establecido en los apartados 6.5 y 8.10.3.
- (4) Los acopladores deben situarse lejos de los apoyos intermedios.
- (5) Debe evitarse la disposición de acopladores en el 50% o más de la armadura activa en una misma sección, a menos que se pueda demostrar que un porcentaje superior no supone un riesgo mayor para la seguridad de la estructura.

8.10.5 Desviadores

- (1) Un desviador deberá satisfacer los siguientes requisitos:
- resistir los esfuerzos longitudinales y transversales procedentes de la armadura activa y transmitirlos a la estructura,
 - asegurar que el radio de curvatura de la armadura no le produzca una sobretensión o daño.
- (2) En las zonas de desviación, los tubos que constituyen las vainas deben ser capaces de soportar la presión radial y el movimiento longitudinal de la armadura activa, sin sufrir daños y sin perjudicar su buen funcionamiento.
- (3) El radio de curvatura de la armadura activa en la zona de desviación deberá ser conforme con la correspondiente Evaluación Técnica Europea.
- (4) Son admisibles desviaciones de cálculo de la armadura activa de hasta 0,01 radianes sin que sea necesaria la utilización de un desviador. Los esfuerzos generados por la variación angular ocasionada por la utilización de un desviador, conforme con la correspondiente Evaluación Técnica Europea, deberán tenerse en cuenta en los cálculos para el dimensionamiento.

9 Detalles de armado de elementos y reglas particulares

9.1 Generalidades

- (1) Los requisitos de seguridad, capacidad de servicio y durabilidad se satisfacen mediante el cumplimiento de las reglas contenidas en este capítulo y las reglas generales indicadas en otros apartados.
- (2) La definición de los detalles de armado de los elementos debe ser coherente con los modelos de cálculo adoptados.
- (3) Las cuantías mínimas de armadura se establecen para evitar la rotura frágil, las fisuras de gran tamaño y también para resistir las fuerzas procedentes de acciones coaccionadas.

NOTA: Las reglas contenidas en este apartado se refieren, fundamentalmente, a edificios de hormigón armado.

9.2 Vigas

9.2.1 Armadura longitudinal

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,min} = \frac{W f_{ctm,fl}}{z f_{yd}} \quad (9.1)$$

donde:

z es el brazo mecánico en las sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como $z = 0,8h$

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexotracción

f_{yd} es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa, y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,min}$ se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en Estado Límite Último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,max} = 0,04 A_c$ fuera de las zonas de solape.

(4) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de forma permanente, o con cables exteriores de pretensado, se debe comprobar que el momento último resistente es superior al momento de fisuración a flexión. Será suficiente un momento resistente de 1,15 veces el momento de fisuración.

9.2.1.2 Otros detalles de armado

(1) En construcción monolítica, incluso cuando en proyecto se han considerado apoyos simples, la sección en los apoyos se debe dimensionar para el momento flector resultante de un empotramiento parcial, con un valor de al menos β_1 veces el máximo momento flector en el vano. El valor de β_1 a utilizar será 0,15.

NOTA: Se aplica el área mínima de la sección de armadura longitudinal definida en el apartado 9.2.1.1(1).

(2) En los apoyos intermedios de las vigas continuas, el área total de la armadura de tracción A_s de las secciones en T o en cajón debe repartirse sobre el ancho eficaz del ala (véase el apartado 5.3.2). Una parte de esta armadura puede estar concentrada en el ancho del alma (véase la figura A19.9.1).

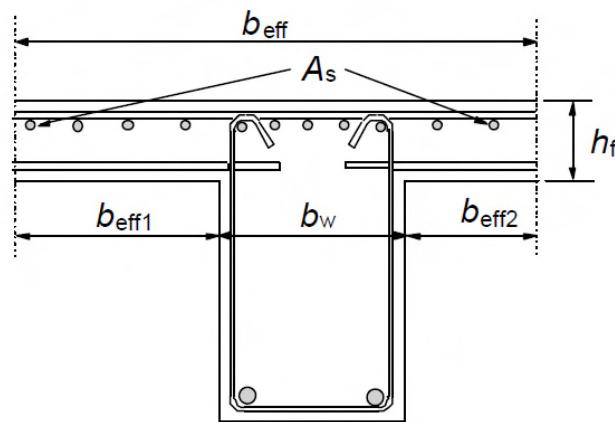


Figura A19.9.1 Disposición de la armadura de tracción en secciones en T o en cajón

(3) Las armaduras longitudinales de compresión (de diámetro ϕ) incluidas en el cálculo de la resistencia, deben sujetarse mediante una armadura transversal con una separación no mayor de 15ϕ .

9.2.1.3 Decalaje de la armadura longitudinal de tracción

(1) En todas las secciones se debe disponer la armadura suficiente para resistir la envolvente de las fuerzas de tracción actuantes, incluyendo el efecto de las fisuras inclinadas en almas y alas.

(2) Para los elementos con armadura de cortante, la fuerza adicional de tracción, ΔF_{td} , debe calcularse de acuerdo con el apartado 6.2.3(7). Para los elementos sin esta armadura de cortante, ΔF_{td} se puede estimar desplazando la ley de momentos una distancia $a_l = d$ de acuerdo con el apartado 6.2.2(5). Esta "regla de decalaje" puede emplearse como alternativa para los elementos con armadura de cortante donde:

$$a_l = z(\cot \theta - \cot \alpha)/2 \quad (\text{notación definida en el apartado 6.2.3}) \quad (9.2)$$

La fuerza de tracción adicional se muestra en la figura A19.9.2.

(3) La resistencia de las barras, en la zona correspondiente a la longitud de anclaje, puede tenerse en cuenta considerando una variación lineal de la fuerza, véase la figura 9.2. Como simplificación del lado de la seguridad, se podrá ignorar esta contribución.

(4) La longitud de anclaje de una barra levantada que contribuye a la resistencia a cortante, no debe ser inferior a $1,3l_{bd}$ en la zona traccionada y $0,7l_{bd}$ en la zona comprimida. Se medirá desde el punto de intersección de los ejes de la barra levantada y la armadura longitudinal.

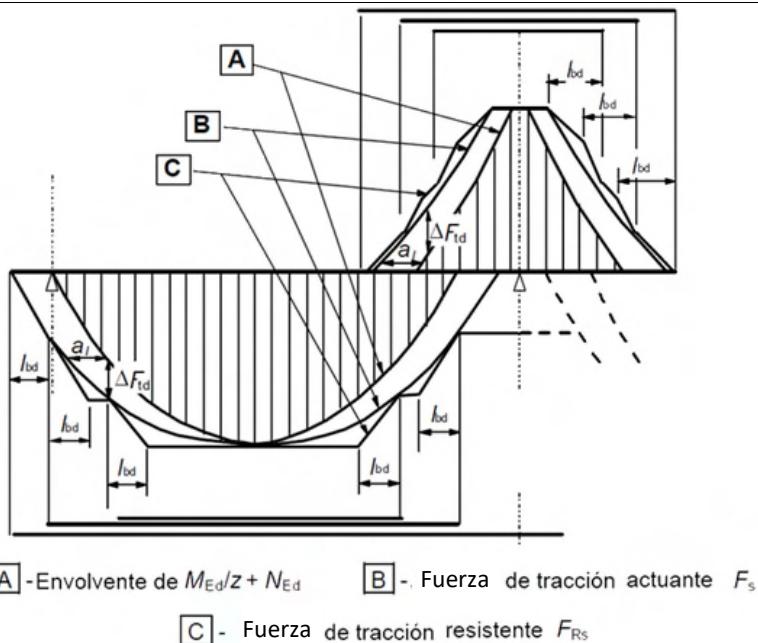


Figura A19.9.2 Imagen del decalaje de la armadura longitudinal, teniendo en cuenta el efecto de las fisuras inclinadas y la resistencia de la armadura en la longitud de anclaje

9.2.1.4 Anclaje de la armadura inferior en los apoyos extremos

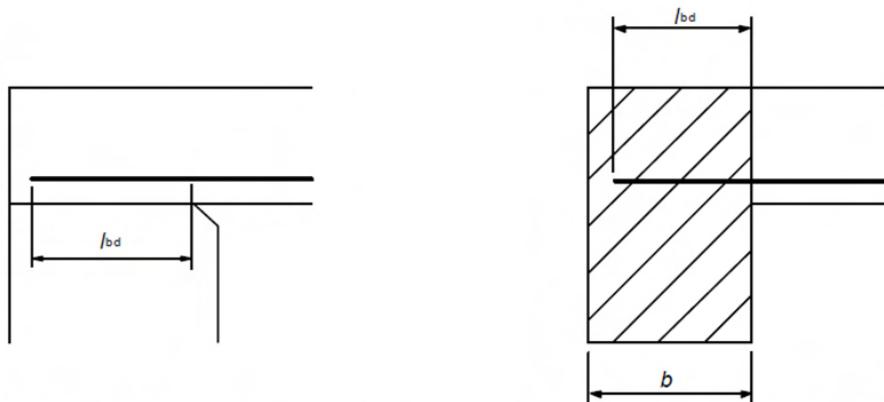
(1) El área de la armadura inferior dispuesta en los apoyos extremos, suponiendo un empotramiento leve o nulo en el cálculo, deberá ser al menos β_2 veces el área de las armaduras dispuestas en el vano. El valor de β_2 a utilizar será 0,25.

(2) La fuerza de tracción que se debe anclar, se puede determinar de acuerdo con el apartado 6.2.3(7) (elementos con armadura de cortante), incluyendo la contribución del esfuerzo axil si existe, o aplicando la regla de decalaje:

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot a_l/z + N_{Ed} \quad (9.3)$$

donde N_{Ed} es el esfuerzo axil a añadir o quitar al esfuerzo de tracción; para a_l véase el apartado 9.2.1.3(2).

(3) La longitud de anclaje es l_{bd} , de acuerdo con el apartado 8.4.4, medida desde la línea de contacto entre la viga y el apoyo. Se puede tener en cuenta la presión transversal en los apoyos directos. Véase la figura A19.9.3.



a) Apoyo directo: Viga apoyada en muro o pilar

b) Apoyo indirecto: Viga apoyada en otra viga

Figura A19.9.3 Anclaje de la armadura inferior en los apoyos extremos

9.2.1.5 Anclaje de la armadura inferior en los apoyos intermedios

- (1) Se aplica el área de armadura que se establece en el apartado 9.2.1.4(1).
- (2) La longitud de anclaje no debe ser inferior a 10ϕ (para barras rectas) o al diámetro del mandril (para ganchos y patillas con diámetros mayores o iguales a 16 mm), o a dos veces el diámetro del mandril (para otros casos) (véase la figura A19.9.4(a)). Estos valores mínimos son normalmente válidos, pero puede llevarse a cabo un análisis más preciso de acuerdo con el apartado 6.6.
- (3) En el proyecto se debe especificar la armadura necesaria para resistir los posibles momentos positivos (por ejemplo en el asiento del apoyo, explosión, etc.). Esta armadura deberá ser continua, lo que se puede conseguir mediante el solape de barras (véase la figura A19.9.4(b) o (c)).

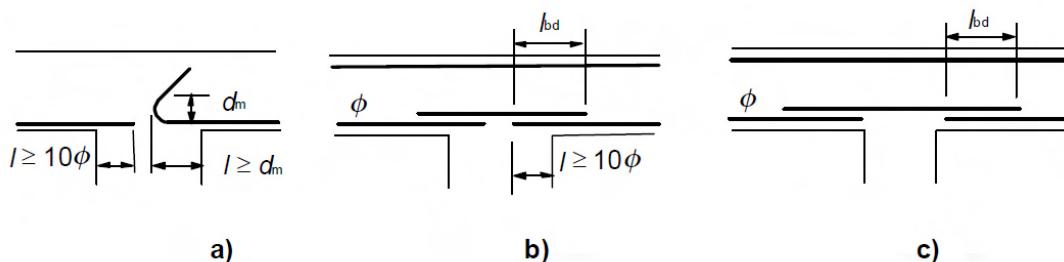


Figura A19.9.4 Anclaje de armadura inferior en apoyos intermedios

9.2.2 Armadura de cortante

- (1) La armadura de cortante debe formar un ángulo α comprendido entre 45° y 90° con el eje longitudinal del elemento estructural.
- (2) La armadura de cortante pueden estar compuesta por una combinación de:
 - Cercos que envuelven la armadura longitudinal de tracción y la zona de compresión (véase la figura A19.9.5),
 - Barras levantadas,
 - Jaulas, escaleras, etc. que se hormigonan sin envolver la armadura longitudinal, pero se anclan debidamente en las zonas de tracción y compresión.

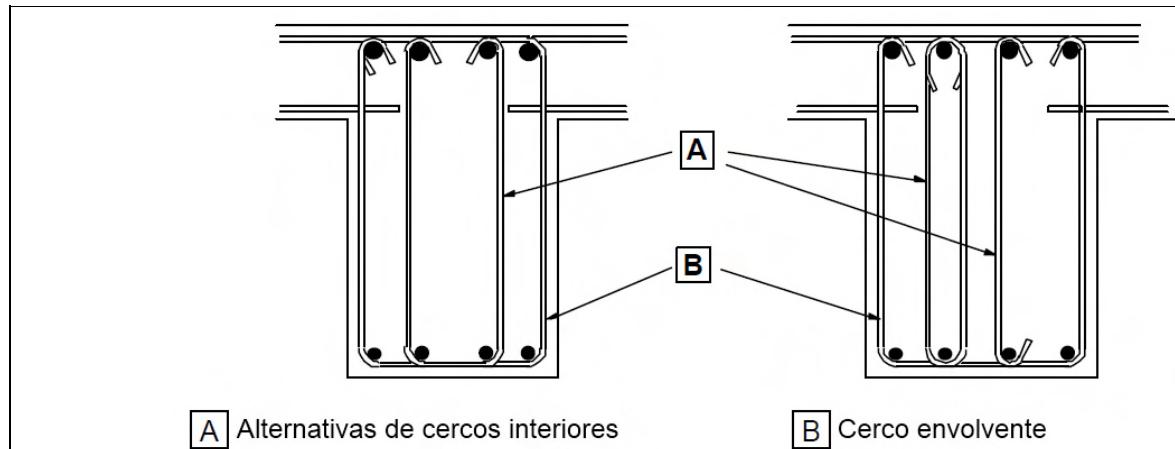


Figura A19.9.5 Ejemplo de armaduras de cortante

(3) Los cercos deben anclarse de forma efectiva. Será admisible un empalme por solape en la barra cerca de la superficie del alma siempre que el cerco no se requiera para resistir la torsión.

(4) La armadura de cortante debe disponerse con una cantidad de cercos igual o superior a β_3 veces la armadura de cortante necesaria. Con carácter general, el valor de β_3 a utilizar será 0,5. En el caso de forjados unidireccionales nervados de canto no superior a 40 cm, puede utilizarse armadura básica en celosía como armadura de cortante tanto si se dispone una zapatilla prefabricada como si el nervio es totalmente hormigonado in situ.

(5) La cuantía de armadura de cortante se establece mediante la expresión (9.4):

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \operatorname{sen} \alpha) \quad (9.4)$$

donde:

ρ_w es la cuantía de armadura de cortante; ρ_w no debe ser inferior a $\rho_{w,min}$,

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (9.5)$$

A_{sw} es el área de la armadura de cortante en la longitud s

s es la separación entre las armaduras de cortante medidas a lo largo del eje longitudinal del elemento

b_w es el ancho del alma del elemento

α es el ángulo entre la armadura de cortante y el eje longitudinal (véase el apartado 9.2.2(1)).

(6) La separación longitudinal máxima entre los diferentes tipos de armaduras de cortante no debe exceder $s_{l,max}$

$$s_{l,max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha) \quad (9.6)$$

donde α es la inclinación de la armadura de cortante respecto al eje longitudinal de la viga.

(7) La separación longitudinal máxima de las barras levantadas no debe exceder el valor de $s_{b,max}$

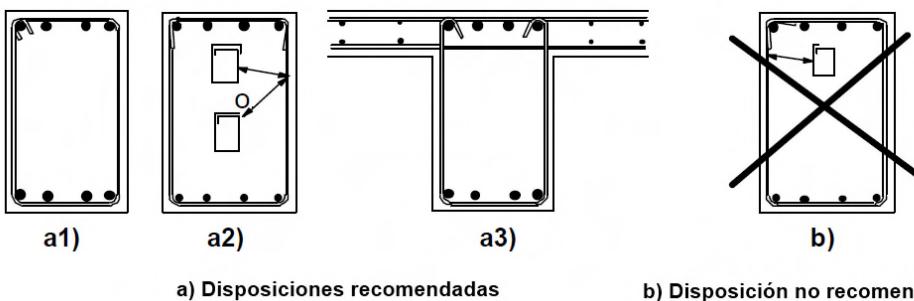
$$s_{b,max} = 0,6 d (1 + \cot \alpha) \quad (9.7)$$

(8) La separación transversal de las ramas en una serie de cercos no debe exceder el valor $s_{t,max}$

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600 \text{ mm} \quad (9.8)$$

9.2.3 Armadura de torsión

(1) Los cercos de torsión deben ser cerrados y estar anclados mediante solapes o ganchos (véase la figura A19.9.6), además de ser perpendiculares al eje del elemento estructural.



NOTA: La segunda alternativa de a2) (croquis inferior) debe tener una longitud de solape que abarque completamente la parte superior.

Figura A19.9.6 Ejemplos de la disposición de los cercos de torsión

(2) Las disposiciones del apartado 9.2.2(5) y (6) son, en general, suficientes para disponer los cercos mínimos de torsión necesarios.

(3) La separación longitudinal de los cercos de torsión no debe superar el valor $u/8$ (para la notación véase en el apartado 6.3.2 la figura A19.6.11), el límite establecido en el apartado 9.2.2(6) o la menor dimensión de la sección de la viga.

(4) Las barras longitudinales deben disponerse de forma que exista al menos una barra en cada esquina, distribuyendo el resto de manera uniforme por el perímetro interior del cerco, con una separación máxima de 350 mm.

9.2.4 Armadura de piel

(1) Puede ser necesario disponer una armadura de piel, bien para el control de la fisuración, o bien para asegurar una resistencia adecuada al desconchamiento del recubrimiento.

NOTA: Las reglas para la definición de los detalles de armado de las armaduras de piel se recogen en el Apéndice J.

9.2.5 Apoyos indirectos

(1) En el caso de que una viga se apoye en otra viga, en lugar de en un muro o pilar, se debe disponer la armadura necesaria para resistir la reacción mutua. Esta armadura se añadirá a la necesaria por otros motivos. Esta regla también es aplicable a losas no apoyadas en la parte superior de una viga.

(2) La armadura de soporte en la intersección de dos vigas debe consistir en cercos que envuelvan la armadura principal del elemento de apoyo. Algunos de estos cercos pueden distribuirse fuera del volumen de hormigón común a ambas vigas (véase la figura A19.9.7).

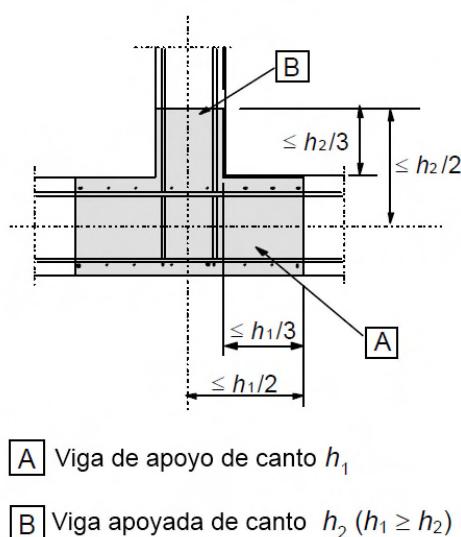


Figura A19.9.7 Disposición de la armadura de soporte en la zona de intersección de dos vigas (vista en planta)

9.3 Losas macizas

(1) Este apartado se centra en losas unidireccionales y bidireccionales para las que los valores de b y l_{eff} no son inferiores a $5h$ (véase el apartado 5.3.1).

9.3.1 Armaduras de flexión

9.3.1.1 Generalidades

(1) Para los porcentajes de acero mínimo y máximo en la dirección principal, se aplican los apartados 9.2.1.1(1) y (3).

NOTA: Además de lo establecido en la nota 2 del apartado 9.2.1.1 (1), para losas en las que el riesgo de fallo por rotura frágil es pequeño, $A_{s,min}$ podrá tomarse como 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en Estado Límite Último.

(2) En las losas unidireccionales se debe disponer una armadura transversal secundaria no inferior al 20% de la armadura principal. En las zonas cercanas a los apoyos no será necesario disponer de armadura transversal a las barras principales superiores si no existe flexión transversal.

(3) La separación entre barras no debe superar $s_{max,slabs}$, cuyos límites se establecen a continuación:

$$s_{max,slabs} < 300 \text{ mm},$$

$s_{max,slabs} <$ tres veces el espesor bruto de la parte de la sección del elemento ($3h$), alma o alas, en las que vayan situadas.

(4) Las reglas indicadas en los apartados 9.2.1.3(1) a (3), 9.2.1.4(1) a (3) y 9.2.1.5(1) a (2) también serán de aplicación, pero tomando $a_l = d$.

9.3.1.2 Armadura de losas en las zonas cercanas a los apoyos

(1) En losas simplemente apoyadas, la mitad de la armadura calculada en el centro de vano se debe prolongar hasta el soporte y debe anclarse conforme al apartado 8.4.4.

NOTA: El decalaje y el anclaje de la armadura debe llevarse a cabo de acuerdo con los apartados 9.2.1.3, 9.2.1.4 y 9.2.1.5.

(2) En el caso de producirse un empotramiento parcial a lo largo de un borde de la losa, pero que no es tenido en cuenta en el cálculo, la armadura superior deberá ser capaz de resistir, al menos, el 25 % del momento máximo del vano adyacente. Esta armadura deberá extenderse al menos 0,2 veces la longitud del vano adyacente, medida desde la cara del soporte. Además, deberá ser continua en los apoyos intermedios y anclarse en los apoyos extremos. En estos últimos, el momento a resistir se puede reducir al 15% del momento máximo en el vano adyacente.

9.3.1.3 Armadura de las esquinas

(1) Si los detalles de armado previstos sobre un apoyo son tales que restringen el levantamiento de la losa en las esquinas, deberá disponerse la armadura apropiada.

9.3.1.4 Armadura de los bordes libres de la losa

(1) A lo largo de los bordes libres (no apoyados) la losa deberá contener armadura transversal y longitudinal dispuesta como se muestra en la figura A19.9.8.

(2) La armadura dispuesta en una losa puede actuar como armadura de borde.

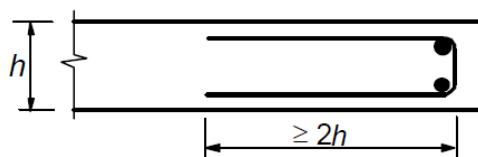


Figura A19.9.8 Armaduras de borde para una losa

9.3.2 Armadura de cortante

(1) Una losa en la que se dispone armadura de cortante debe tener un canto de al menos 200 mm.

(2) En los detalles de armado de las armaduras de cortante, se aplicarán el valor mínimo y la definición de la cuantía de armadura establecidos en el apartado 9.2.2, a menos que se vean modificados por los siguientes apartados.

(3) En las losas, si $|V_{Ed}| \leq 1/3 V_{Rd,max}$ (véase el apartado 6.2), la armadura de cortante puede consistir en su totalidad en barras levantadas o armaduras de cortante.

(4) La separación longitudinal máxima de series sucesivas de cercos se establece mediante:

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (9.9)$$

donde α es la inclinación de la armadura de cortante.

La separación longitudinal máxima entre barras levantadas viene dada por:

$$s_{max} = d \quad (9.10)$$

(5) La separación transversal máxima de la armadura de cortante no debe exceder el valor $1,5d$.

9.4 Losas planas

9.4.1 Losa en pilares interiores

(1) La disposición de las armaduras en la construcción de losas planas debe reflejar el comportamiento en condiciones de trabajo. En general, esto dará lugar a una concentración de la armadura sobre los pilares.

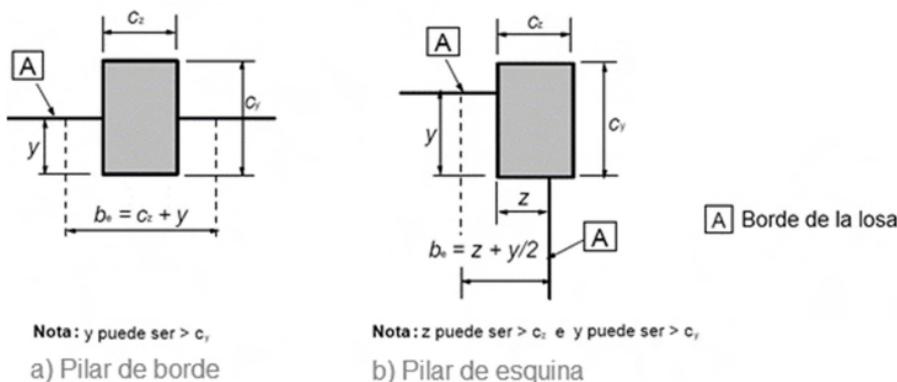
(2) En los pilares interiores, a menos que se lleven a cabo cálculos en servicio más rigurosos, se deberá disponer una armadura superior de área $0,5 A_t$ en un ancho igual a la suma de 0,125 veces el

ancho del paño a ambos lados del pilar. A_t representa el área de la armadura necesaria para resistir el momento negativo total, procedente de la suma de las dos mitades del paño a cada lado del pilar.

(3) En pilares interiores debe disponerse una armadura inferior (≥ 2 barras) que atravesese el pilar en las dos direcciones principales (ortogonales).

9.4.2 Losa en pilares de borde y de esquina

(1) La armadura perpendicular a un borde libre necesaria para transmitir los momentos flectores de la losa a los pilares de borde o de esquina, debe disponerse a lo largo del ancho eficaz b_e mostrado en la figura A19.9.9.



NOTA: y es la distancia desde el borde de la losa a la cara interna del pilar.

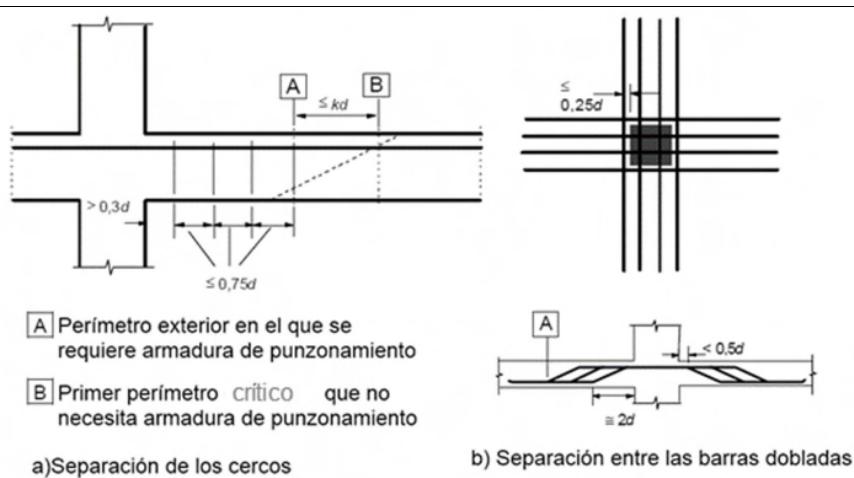
Figura A19.9.9 Ancho eficaz, b_e , de una losa plana

9.4.3 Armadura de punzonamiento

(1) Donde sea necesaria la armadura de punzonamiento (véase el apartado 6.4), deberá disponerse entre el área o pilar cargado y un punto situado a una distancia kd , situado dentro del perímetro crítico en el que deja de ser necesaria la armadura de punzonamiento. Como mínimo, deberán disponerse dos perímetros de cercos (véase la figura A19.9.10), cuya separación no superará 0,75d.

La separación de las ramas de los cercos a lo largo de un perímetro no debe superar el valor 1,5d dentro del perímetro crítico (2d a partir del área cargada). En el caso de necesitar más armadura de punzonamiento, fuera del perímetro crítico, las ramas de los cercos no deberán tener una separación superior a 2d (véase la figura A19.6.22).

Para las barras dobladas dispuestas como se muestra en la figura A19.9.10 b), se considerará suficiente la utilización de un único perímetro de cercos.



NOTA: El valor de k se establece en 6.4.5 (4).

Figura A19.9.10 Armadura de punzonamiento

(2) Cuando se requiera armadura de punzonamiento, el área de una rama del cerco (o equivalente), $A_{sw,min}$, viene dada por la expresión (9.11).

$$A_{sw,min} \cdot (1,5 \cdot \operatorname{sen} \alpha + \cos \alpha) / (s_r \cdot s_t) \geq 0,08 \sqrt{(f_{ck}) / f_{yk}} \quad (9.11)$$

donde:

- α es el ángulo entre la armadura de punzonamiento y la armadura principal (es decir, para cercos verticales $\alpha = 90^\circ$ y $\operatorname{sen} \alpha = 1$)
- s_r es la separación de los cercos de punzonamiento en la dirección radial
- s_t es la separación de los cercos de punzonamiento en la dirección tangencial
- f_{ck} se expresa en N/mm^2 .

En el cálculo del punzonamiento solo se puede incluir la componente vertical de las armaduras activas que pasen a una distancia no superior a $0,5d$ del pilar.

(3) Las barras levantadas que atraviesan la zona cargada, o pasan a una distancia inferior a $0,25d$ de la misma, pueden utilizarse como armadura de punzonamiento (véase la figura A19.9.10 b) superior).

(4) La distancia entre la cara del soporte o el perímetro del área cargada y la armadura de cortante más cercana tenida en cuenta en el cálculo, no debe superar $d/2$. Esta distancia debe tomarse en el nivel de la armadura de tracción. Si se dispone una única línea de barras levantadas su pendiente podrá reducirse a 30° .

9.5 Pilares

9.5.1 Generalidades

(1) Este apartado hace referencia a los pilares cuya mayor dimensión h no es superior a 4 veces la menor dimensión b .

9.5.2 Armadura longitudinal

- (1) Las barras longitudinales deben tener un diámetro superior a $\phi_{min} = 12 mm$.
- (2) La cantidad total de armadura longitudinal no debe ser inferior a $A_{s,min}$.

En el caso general, para las secciones sometidas a compresión simple o compuesta, se adoptan unas cuantías mínimas para las armaduras principales a compresión en cada cara que cumplan las expresiones siguientes y cuyo esquema está representado en la figura A19.9.11.

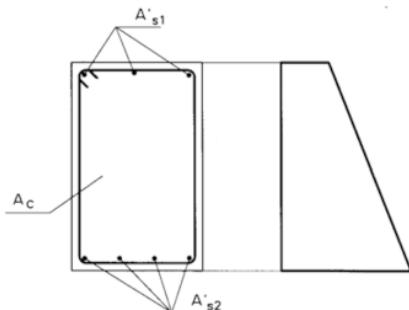


Figura A19.9.11 Armaduras longitudinales en pilares

$$A'_{s1,min} = \frac{0,05N_{Ed}}{f_{yc,d}}$$

$$A'_{s2,min} = \frac{0,05N_{Ed}}{f_{yc,d}}$$

donde:

$f_{yc,d}$ resistencia de cálculo del acero a compresión $f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$

N_{Ed} esfuerzo axial de cálculo de compresión

f_{cd} resistencia de cálculo del hormigón en compresión

A_c área de la sección total de hormigón.

Cuando se trate de secciones sometidas a compresión simple armadas simétricamente, se adopta el siguiente valor de cuantía mínima:

$$A_{s,min.} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} \quad (9.12)$$

(3) El área de la armadura longitudinal no debe superar $A_{s,max} = 0,04A_c$, fuera de las zonas de solape, ni $0,08 A_c$ dentro de las mismas.

(4) Para pilares con sección poligonal se debe disponer, como mínimo, una barra en cada esquina. El número de barras longitudinales en un pilar circular no debe ser inferior a cuatro.

9.5.3 Armadura transversal

(1) El diámetro de la armadura transversal (cercos, ganchos en U, o armadura helicoidal) no debe ser inferior a 6 mm o a un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales. El diámetro de los elementos de las mallas electrosoldadas para la armadura transversal no debe ser inferior a 5 mm .

(2) La armadura transversal debe anclarse adecuadamente.

(3) La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,tmax}$, cuyo valor viene definido por la siguiente expresión:

$$s_{cl,max} \leq (15\phi_{min}; 300 \text{ mm}; \min(G, h))$$

donde ϕ_{min} es el diámetro mínimo de la armadura.

(4) La separación máxima necesaria que se establece en el punto (3) debe reducirse mediante un coeficiente de valor 0,6:

- (i) en las secciones dispuestas a lo largo de una distancia menor o igual a la mayor dimensión de la sección del pilar, tanto encima como debajo de la viga o losa,
- (ii) en las proximidades de las zonas de solape de las armaduras, en el caso en el que el diámetro máximo de las barras longitudinales sea superior a 14 mm. Además, será necesaria la disposición de un mínimo de 3 barras transversales, colocadas de forma uniforme a lo largo de toda la longitud del solape.

(5) En el caso de que cambie la dirección de las barras longitudinales, (por ejemplo en los cambios de las dimensiones de los pilares), la separación de las barras transversales debe calcularse teniendo en cuenta los esfuerzos transversales asociados. Estos efectos se pueden ignorar si el cambio de dirección tiene una pendiente inferior o igual a 1/12.

(6) Toda barra o grupos de barras longitudinales colocadas en una esquina deben estar sujetas mediante una armadura transversal. Ninguna barra de la zona de compresión debe estar a una distancia superior a 150 mm de otra que se encuentre sujeta.

9.6 Muros

9.6.1 Generalidades

(1) Este apartado hace referencia a muros de hormigón armado con una relación longitud-espesor mayor o igual a 4 y en los que se tiene en cuenta la armadura en el cálculo de la resistencia. La cantidad de armadura y los detalles de armado pueden obtenerse a partir de un modelo de bielas y tirantes (véase el apartado 6.5). Para muros sometidos principalmente a una flexión fuera de su plano, se aplicarán las reglas establecidas para las losas (véase el apartado 9.3).

9.6.2 Armadura vertical

(1) El área de la armadura vertical debe estar comprendida entre $A_{s,vmin}$ y $A_{s,vmax}$.

Para la cuantía mínima de armadura vertical en muros, se adopta $A_{s,vmin} = 0,002A_c$ (colocando un 60% de la misma en la cara traccionada).

Para la cuantía máxima de armadura vertical en muros, se adopta $A_{s,vmax} = 0,04 A_c$.

(2) En el caso de que el cálculo obligue a disponer un valor de área mínima de armadura $A_{s,vmin}$, deberá disponerse la mitad de esta área en cada cara.

(3) La distancia entre dos barras verticales contiguas no debe ser mayor que el menor valor entre 400 mm y 3 veces el espesor del muro.

9.6.3 Armadura horizontal

(1) En cada cara del muro debe disponerse armadura horizontal en sentido longitudinal, paralela a las caras (y a los bordes libres). El área de estas armaduras no deberá ser inferior a $A_{s,hmin}$, cuyos valores se establecen a continuación.

$$A_{s,hmin} = 0,004 A_c \quad \text{si } f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{s,hmin} = 0,0032 A_c \quad \text{si } f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

La armadura horizontal deberá repartirse en las dos caras. Además, se adoptan las siguientes reglas sobre colocación:

- en el caso de muros vistos por ambas caras, deberá disponerse la mitad de la armadura en cada cara,
- en caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm, distribuidos en dos zonas de 25 cm en cada cara e ignorando la zona central que queda entre ambas zonas.

La cuantía mínima horizontal podrá reducirse a $A_{s,hmin} = 0,002 A_c$, en cualquiera de los siguientes casos:

- cuando la altura del fuste del muro sea superior a 2,5 m, y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro,
- cuando se dispongan juntas verticales de contracción a distancias inferiores a 7,5 m.

(2) Las separación entre dos barras horizontales adyacentes no debe ser mayor de 400 mm.

9.6.4 Armadura transversal

(1) En cualquier parte del muro en la que el área total de la armadura vertical de ambas caras sea mayor que $0,02 A_c$, se deberá disponer armadura transversal en forma de cercos, de acuerdo con los requisitos para pilares (véase el apartado 9.5.3). La mayor dimensión a la que se hace referencia en el apartado 9.5.3(4)(i) no deberá tomarse superior a 4 veces el espesor del muro.

(2) En el caso de que la armadura principal esté cercana a las caras del muro, la armadura transversal debe disponerse en forma de cercos, situando al menos 4 por m^2 de superficie de muro.

NOTA: No será necesario disponer armadura transversal donde se utilicen mallas electrosoldadas y barras de diámetro $\phi \leq 16 \text{ mm}$ con un recubrimiento de hormigón superior a 2ϕ .

9.7 Vigas de gran canto

(1) En vigas de gran canto (para su definición véase el apartado 5.3.1(3)) se debe disponer una malla de armadura ortogonal cerca de cada cara, con un valor mínimo de $A_{s,dbmin} = 0,001 A_c$, pero que no debe ser inferior a $150 \text{ mm}^2/m$ en cada cara y dirección de la armadura.

(2) La distancia entre dos barras adyacentes de la malla no debe superar el menor valor entre 300 mm y dos veces el espesor de la viga.

(3) Para lograr el equilibrio en el nudo (véase el apartado 6.5.4), la armadura correspondiente a los tirantes considerados en el modelo de cálculo deberá anclarse completamente mediante el doblado de barras, el empleo de cercos en U o de dispositivos de anclaje, a menos que se disponga una longitud suficiente, entre el nudo y el extremo de la viga, que permita una longitud de anclaje igual a l_{bd} .

9.8 Cimentaciones

9.8.1 Encepados

Las cimentaciones profundas quedan fuera del ámbito de este Código Estructural.

9.8.2 Zapatas de pilares y muros

9.8.2.1 Generalidades

(1) La armadura principal debe anclarse de acuerdo con los requisitos establecidos en 8.4 y 8.5. Se debe disponer un diámetro mínimo de barra $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$. En zapatas, se puede emplear el modelo de cálculo que se indica en el apartado 9.8.2.2.

(2) La armadura principal de las zapatas circulares puede ser ortogonal y concentrarse en la parte central de la misma, para un ancho del $50 \% \pm 10 \% \text{ del diámetro de la zapata}$ (véase la figura

A19.9.12). En este caso y con el fin de llevar a cabo el cálculo, las zonas sin armar del elemento deben considerarse como zonas de hormigón en masa.

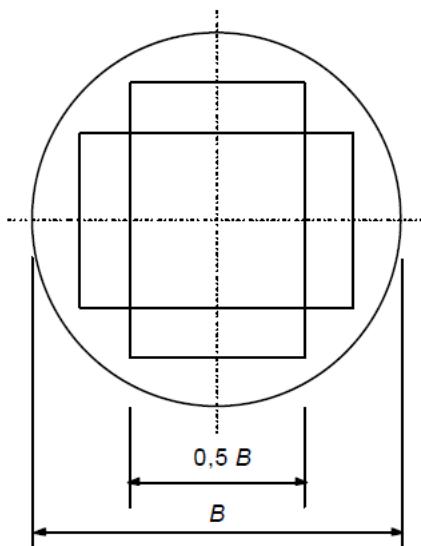


Figura A19.9.12 Armadura ortogonal en una zapata circular sobre el suelo

(3) Si los efectos de las acciones producen tracciones sobre la superficie superior de la zapata, deberán comprobarse las tensiones de tracción resultantes y armarse en consecuencia.

9.8.2.2 Anclaje de barras

(1) El esfuerzo de tracción en la armadura se determina a partir de las condiciones de equilibrio, teniendo en cuenta el efecto de las fisuras inclinadas (véase la figura A19.9.13). La fuerza de tracción, F_s , en un punto x , debe anclarse en el hormigón a lo largo de la misma distancia x desde el borde de la zapata.

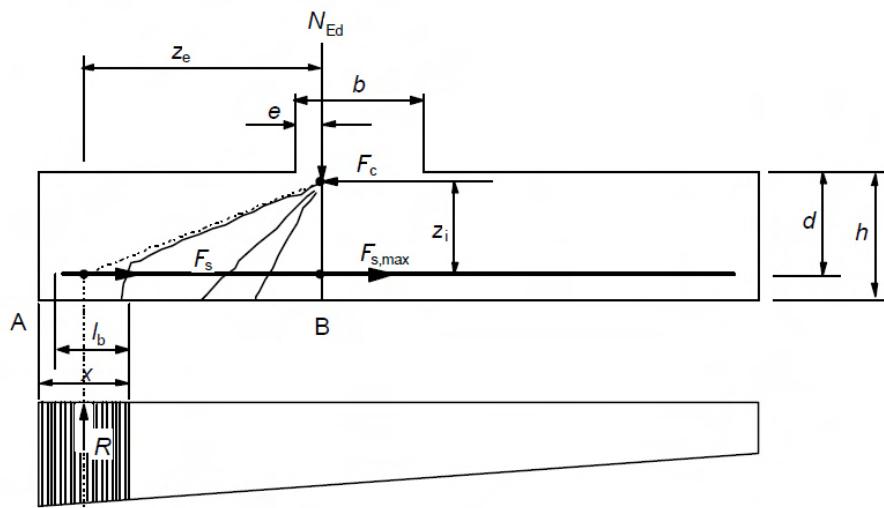


Figura A19.9.13 Modelo de fuerza de tracción con respecto a las fisuras inclinadas

(2) La fuerza de tracción a anclar viene dada por:

$$F_s = R \cdot z_e / z_i \quad (9.13)$$

donde:

- R es la resultante de la presión del terreno dentro de la distancia x
- z_e es el brazo mecánico externo, es decir, la distancia entre R y el esfuerzo vertical N_{Ed}
- N_{Ed} es el esfuerzo vertical correspondiente a la presión total del suelo entre las secciones A y B
- z_i es el brazo mecánico interno, es decir, la distancia entre la armadura y la fuerza horizontal F_c
- F_s es la fuerza de compresión correspondiente al máximo esfuerzo de tracción $F_{s,max}$.

(3) Los brazos mecánicos z_e y z_i se pueden determinar en relación con las zonas de compresión necesarias para N_{Ed} y F_c respectivamente. Como simplificación, z_e puede determinarse suponiendo $e = 0,15b$ (véase la figura A19.9.13) y z_i se puede tomar igual a $0,9d$.

(4) La longitud de anclaje disponible para las barras rectas viene indicada como l_b en la figura A19.9.13. Si esta longitud no es suficiente para anclar F_s , las barras podrán doblarse para incrementar la longitud disponible, o podrán disponerse dispositivos de anclaje en sus extremos.

(5) Para las barras rectas sin anclaje en los extremos, el valor mínimo de x es el más crítico. Como simplificación, se puede adoptar $x_{min} = h/2$. Para otros tipos de anclaje, valores mayores de x pueden ser aún más críticos.

9.8.3 Vigas de atado

(1) Las vigas de atado pueden utilizarse para suprimir la excentricidad de la carga en las cimentaciones. Las vigas deben proyectarse para resistir los momentos flectores y los esfuerzos cortantes resultantes. Se deberá disponer un diámetro mínimo de barra, $\phi_{min} = 12\text{ mm}$, para la armadura que resiste los momentos flectores.

(2) En el caso de que la actuación de la maquinaria de compactación pudiera dar lugar a efectos sobre las vigas de atado, estas deben calcularse para una carga mínima descendente de valor $q_1 = 10\text{ kN/m}$.

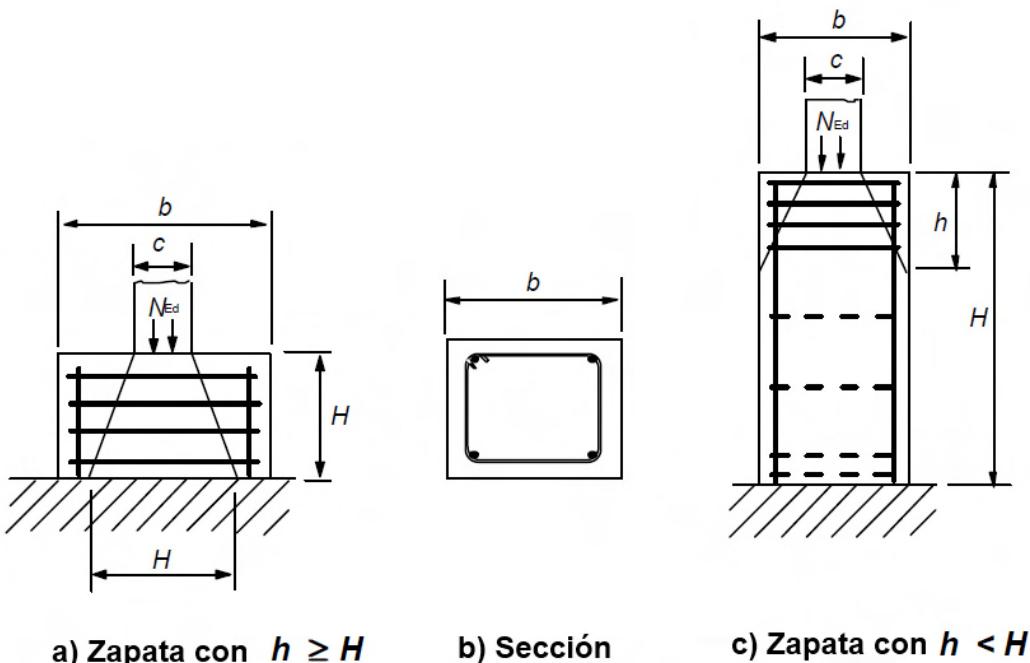
9.8.4 Zapatas de pilares sobre roca

(1) Se debe disponer una armadura transversal adecuada para resistir los esfuerzos de hendimiento de la zapata que aparecen cuando la presión sobre el suelo en Estados Límite Últimos es mayor que $q_2 = 5\text{ N/mm}^2$. Esta armadura puede distribuirse uniformemente en la dirección de la fuerza de hendimiento sobre la altura h (véase la figura A19.9.14). Se deberá disponer un diámetro mínimo de barra, $\phi_{min} = 12\text{ mm}$.

(2) La fuerza de hendimiento, F_s , puede calcularse como se indica (véase la figura A19.9.14):

$$F_s = 0,25(1 - c/h)N_{Ed} \quad (9.14)$$

donde h es el menor valor entre b y H .

a) Zapata con $h \geq H$

b) Sección

c) Zapata con $h < H$

Figura A19.9.14 Armadura de hendimiento en zapatas sobre roca

9.9 Regiones con discontinuidad en la geometría o en las acciones

(1) Las regiones tipo D deben calcularse mediante modelos de bielas y tirantes de acuerdo con el apartado 6.5 y disponer los detalles de armado indicados en el apartado 8.

NOTA: Para más información, se deberá consultar el Apéndice J.

(2) La armadura correspondiente a los tirantes debe estar completamente anclada mediante un anclaje de longitud l_{bd} , de acuerdo con el apartado 8.4.

9.10 Armaduras de atado

9.10.1 Generalidades

(1) Las estructuras que no estén calculadas para resistir situaciones accidentales deberán tener un sistema de atado adecuado, destinado a prevenir un agotamiento progresivo mediante la disposición de trayectorias alternativas para las cargas después de que se produzcan los daños. Para satisfacer este requisito, se establecen una serie de sencillas reglas expuestas a continuación.

(2) Se deben disponer las siguientes armaduras de atado:

- armaduras de atado perimetrales,
- armaduras de atado interiores,
- armaduras de atado horizontales de pilares o muros,
- si es necesario, armaduras de atado verticales, en particular en los edificios construidos con paneles prefabricados.

(3) En el caso de un edificio dividido en partes estructuralmente independientes mediante juntas de dilatación, cada parte deberá contar con un sistema de atado independiente.

(4) En el cálculo de las armaduras de atado, puede suponerse que la armadura actúa con su resistencia característica y es capaz de transmitir los esfuerzos de tracción definidos en los siguientes apartados.

(5) En pilares, muros, vigas y forjados con armadura dispuesta para otros propósitos, podrá considerarse que esta proporciona una parte o la totalidad de la correspondiente al atado.

9.10.2 Dimensionamiento de las armaduras de atado

9.10.2.1 Generalidades

(1) Las armaduras de atado se dispondrán como una armadura mínima y no como una adicional a la exigida por el cálculo estructural.

9.10.2.2 Armaduras de atado perimetrales

(1) En todos los forjados, incluida la cubierta, debe disponerse una armadura de atado perimetral continua a menos de 1,2 m del borde. Esta puede incluir la armadura utilizada como parte del atado interno.

(2) La armadura de atado perimetral debe ser capaz de resistir una fuerza de tracción:

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \geq Q_2 \quad (9.15)$$

donde:

$F_{tie,per}$ es la fuerza en el elemento de atado (en este caso de tracción)

l_i longitud del vano extremo

$q_1 = 10 \text{ kN/m}$

$Q_2 = 70 \text{ kN}$.

(3) Las estructuras con bordes interiores (por ejemplo, atrios, patios, etc.) deben tener una armadura de atado perimetral como la dispuesta en los bordes exteriores, que debe anclarse completamente.

9.10.2.3 Armaduras de atado interiores

(1) Estas armaduras de atado deben disponerse en cada forjado, incluida la cubierta, en dos direcciones aproximadamente perpendiculares. Deberán ser continuas a lo largo de toda su longitud y estar ancladas a la armadura de atado perimetral en cada extremo, a menos que continúen como armaduras de atado horizontal para pilares y muros.

(2) Las armaduras de atado interiores pueden, parcial o completamente, repartirse uniformemente en las losas, o pueden agruparse en las vigas, muros y otras posiciones adecuadas. En los muros, deberá estar a menos de 0,5 m de la parte superior o inferior de las losas de forjado (véase la figura A19.9.15).

(3) En cada dirección, las armaduras de atado interiores deben ser capaces de resistir el valor de cálculo de la fuerza de tracción $F_{tie,int} = 20 \text{ kN/m}$ (en kN por metro de ancho).

(4) En los forjados sin capa de compresión, en los que no es posible repartir las armaduras de atado a lo largo de la dirección del vano, las armaduras de atado transversales pueden agruparse a lo largo de las líneas de las vigas. En este caso, la fuerza mínima sobre una línea interna de la viga será:

$$F_{tie} = q_3 \cdot (l_1 + l_2)/2 \geq Q_4 \quad (9.16)$$

donde:

l_1, l_2 son las longitudes de los vanos (en m) del forjado a cada lado de la viga (véase la figura A19.9.15)

$q_3 = 20 \text{ kN/m}$

$Q_4 = 70 \text{ kN}$.

- (5) Las armaduras de atado interiores deben estar conectadas a las armaduras de atado perimetrales, de forma que se asegure la transferencia de esfuerzos.

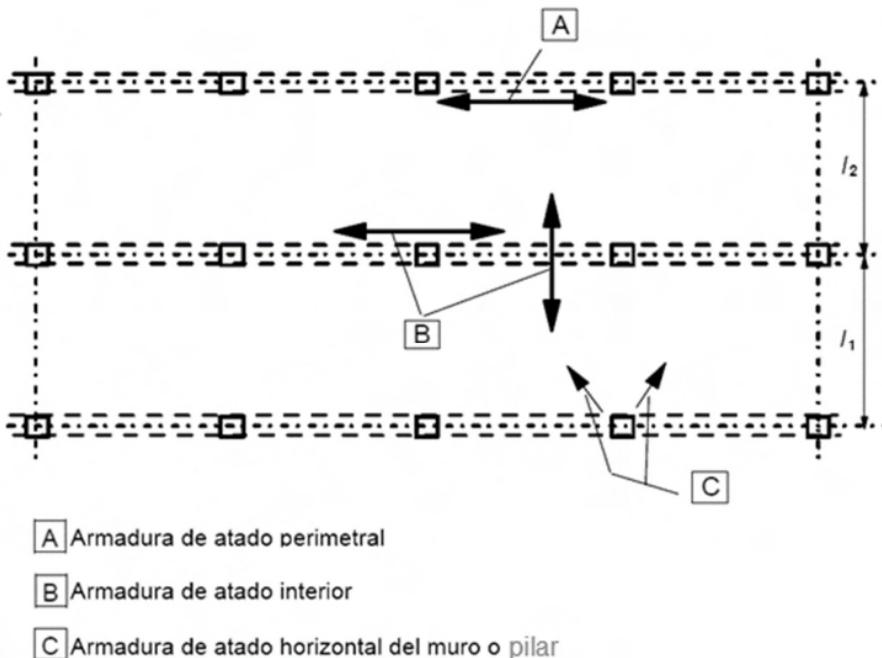


Figura A19.9.15 Esquema de atado para situaciones accidentales

9.10.2.4 Armaduras de atado horizontales de pilares y/o muros

- (1) Los pilares y muros de borde deberán atarse horizontalmente a la estructura en cada forjado, incluida la cubierta.
- (2) Las armaduras de atado deben ser capaces de resistir una fuerza de tracción $f_{tie,fac} = 20 \text{ kN/m}$ (por metro de fachada). Para pilares, es necesario que la fuerza sea inferior a $F_{tie,col} = 150 \text{ kN}$.
- (3) Los pilares de esquina deben atarse en dos direcciones. En este caso, el acero dispuesto para la armadura de atado perimetral puede utilizarse como armadura de atado horizontal.

9.10.2.5 Armaduras de atado verticales

- (1) En los edificios construidos con paneles de 5 o más plantas, deberá disponerse una armadura de atado vertical en los pilares y/o muros para limitar el daño ocasionado por el colapso de una planta, debido a la pérdida accidental del pilar o muro inferior. Estas ataduras deben formar parte de un sistema puente para salvar la zona dañada.
- (2) Se deben disponer armaduras de atado verticales y continuas desde el nivel inferior hasta el superior, de forma que sean capaces de trasladar la carga en la situación accidental de cálculo que actúa en el piso que se encuentra sobre el pilar o muro que accidentalmente se ha perdido. Se podrán utilizar otras soluciones, como por ejemplo las basadas en el efecto diafragma de los elementos del muro que se mantienen y/o en el efecto membrana del forjado, si se puede comprobar que se cumple la condición de equilibrio y que la capacidad de deformación es suficiente.
- (3) En el caso de que un pilar o muro se apoye en su parte inferior mediante un elemento diferente a una cimentación (por ejemplo vigas o losas planas), deberá considerarse en el cálculo la pérdida accidental de este elemento y se deberá disponer una trayectoria alternativa y adecuada para las cargas.

9.10.3 Continuidad y anclaje de las armaduras de atado

- (1) Las armaduras de atado en dos direcciones horizontales deberán ser continuas y estar ancladas en el perímetro de la estructura.
- (2) La armadura de atado puede disponerse totalmente embebida en la capa de compresión vertida in situ o en la unión de los elementos prefabricados. En el caso de que la armadura de atado no sea continua en un plano, deberán considerarse los efectos de flexión debidos a las excentricidades.
- (3) Las armaduras de atado no deben solaparse en las juntas estrechas entre elementos prefabricados. En estos casos se deben emplear anclajes mecánicos.

10 Reglas adicionales para elementos y estructuras prefabricadas de hormigón

10.1 Generalidades

Este apartado complementa los aspectos recogidos en el Artículo 54 de este Código Estructural.

- (1) Las reglas de este apartado se aplican a edificios construidos parcial o totalmente con elementos prefabricados de hormigón y son complementarias a las reglas establecidas en otros capítulos. Los aspectos relativos a la definición de los detalles de armado, la fabricación se recogen en las correspondientes normas de producto.

10.1.1 Términos específicos utilizados en este capítulo

Elemento prefabricado: elemento elaborado en una planta de prefabricados o en un lugar diferente al de su emplazamiento final en la estructura, protegido de las condiciones meteorológicas adversas.

Producto prefabricado: elemento prefabricado elaborado de conformidad con la norma UNE-EN o UNE específica de producto.

Elemento mixto: elemento compuesto por hormigón in situ y prefabricado, con o sin armadura de conexión.

Forjado de viguetas y bovedillas: consiste en nervios prefabricados (o vigas) cuya separación se rellena con bloques, bovedillas cerámicas u otras formas de encofrado perdido, con o sin capa de compresión in situ.

Diafragma: elemento plano sometido a esfuerzos en su plano; puede estar constituido por varios elementos prefabricados conectados entre sí.

Tirante (atado): en el contexto de los elementos prefabricados, un tirante es un elemento sometido a tracción, efectivamente continuo, dispuesto en el forjado, muro o pilar.

Elemento prefabricado aislado: elemento que en caso de rotura no puede transferir sus cargas a otros elementos.

Situación transitoria: en lo que se refiere a la construcción con prefabricados de hormigón, las situaciones transitorias incluyen:

- desencofrado,
- transporte al área de almacenamiento.
- almacenamiento (condiciones de carga y apoyo),
- transporte a obra,
- colocación en su posición definitiva (izado),
- montaje (ensamblaje).

10.2 Bases del cálculo, requisitos fundamentales

(1) Los puntos a tener en cuenta de manera específica en el dimensionamiento y diseño de los detalles de proyecto para los elementos y estructuras prefabricadas de hormigón serán los siguientes:

- situaciones transitorias (véase el apartado 10.1.1),
- dispositivos de apoyo, tanto provisionales como permanentes,
- uniones y juntas entre los elementos.

(2) Cuando sea pertinente deben tenerse en cuenta los efectos dinámicos en las situaciones transitorias. En ausencia de un cálculo más preciso, los efectos estáticos se pueden multiplicar por un coeficiente adecuado (véanse también las normas específicas para cada producto prefabricado).

(3) En el caso de que sea necesario en proyecto deben definirse los detalles de los dispositivos mecánicos para permitir un montaje, inspección y sustitución sencillos.

10.3 Materiales

10.3.1 Hormigón

10.3.1.1 Resistencia

(1) Para productos prefabricados con producción continua, sometidos a un sistema de control apropiado, siguiendo las normas del producto, incluido el ensayo de la resistencia a tracción del hormigón, puede utilizarse un análisis estadístico de los resultados de los ensayos para la evaluación de la resistencia a tracción utilizada en las comprobaciones de los Estados Límite de Servicio, como alternativa a los valores establecidos en la tabla A19.3.1.

(2) Se podrán emplear las clases intermedias de resistencia de la tabla A19.3.1.

(3) En el caso de utilizar el curado al vapor en elementos prefabricados de hormigón, la resistencia a compresión media ($f_{cm}(t)$) del hormigón a una edad t anterior a los 28 días puede estimarse utilizando la expresión (3.1), en la que se sustituye la edad del hormigón, t , por la edad del hormigón corregida en función de la temperatura, obtenida de la expresión (B.10) del Apéndice B.

NOTA: El coeficiente $\beta_{cc}(t)$ se debe limitar a 1.

Para determinar el efecto del curado al vapor se podrá emplear la expresión (10.1):

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28-t_p+1)} \log(t - t_p + 1) \quad (10.1)$$

donde f_{cmp} es la resistencia media a compresión tras el curado al vapor (es decir, en el momento de la transferencia del pretensado), medida en un tiempo t_p ($t_p < t$) sobre muestras que han sido sometidas a las mismas condiciones y tratamiento que el prefabricado de hormigón.

10.3.1.2 Fluencia y retracción

(1) En elementos prefabricados de hormigón curados al vapor, es admisible estimar los valores de las deformaciones de fluencia de acuerdo con la función de madurez (expresión (B.10) del Apéndice B).

(2) Para calcular las deformaciones de fluencia, en la expresión (B.5) la edad del hormigón en el momento de la carga t_0 (en días) debe reemplazarse por la edad equivalente del hormigón obtenida mediante las expresiones (B.9) y (B.10) del Apéndice B.

(3) En los elementos prefabricados sometidos a un curado al vapor se podrá suponer que:

- la deformación por retracción no es significativa durante el curado al vapor y
- la deformación por retracción autógena es insignificante.

10.3.2 Armadura activa

10.3.2.1 Propiedades mecánicas de la armadura activa

(1) En elementos pretensados deberá considerarse el efecto del incremento de temperatura durante el proceso de curado para el cálculo de las pérdidas por relajación.

NOTA: La relajación se acelera durante la aplicación del curado al vapor si se introduce una variación térmica al mismo tiempo. La velocidad de relajación se reduce al final del tratamiento.

(2) En las funciones de relajación variables con el tiempo e indicadas en el apartado 3.3.2(7), debe incrementarse el tiempo posterior al tesado (t) en un tiempo equivalente, t_{eq} . Con ello se tendrá en cuenta los efectos del tratamiento térmico en las pérdidas del pretensado debidas a la relajación de la armadura activa. El tiempo equivalente se podrá estimar mediante la expresión (10.2):

$$t_{eq} = \frac{1,14^{T_{max}-20}}{T_{max}-20} \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \Delta t_i \quad (10.2)$$

donde:

- t_{eq} es el tiempo equivalente (en horas)
 $T_{(\Delta t_i)}$ es la temperatura (en °C) durante el intervalo de tiempo Δt_i
 T_{max} es la temperatura máxima (en °C) durante el tratamiento térmico.

10.5 Análisis estructural

10.5.1 Generalidades

(1) El cálculo deberá tener en cuenta los siguientes aspectos:

- el comportamiento de las unidades estructurales en todas las fases de la construcción, utilizando la geometría apropiada para cada etapa, además de su interacción con otros elementos (por ejemplo, la acción mixta con hormigón in situ u otras unidades prefabricadas),
- el comportamiento del sistema estructural considerando el comportamiento de las uniones entre elementos, con especial atención a las deformaciones reales y la resistencia de las conexiones,
- las incertidumbres producidas por las desviaciones en la geometría, en el posicionamiento de los elementos y apoyos, influyen en la coacción y transmisión de esfuerzos entre los diferentes elementos.

(2) El efecto favorable de la coacción horizontal originada por el rozamiento debido al peso de los elementos apoyados, puede utilizarse únicamente en zonas que carezcan de riesgo sísmico (utilizando $\gamma_{G,inf}$) y donde:

- La estabilidad global de la estructura no solo dependa del rozamiento,
- la disposición de los apoyos evite la posibilidad de acumular un deslizamiento irreversible de los elementos, tales como el causado por un comportamiento desigual bajo acciones alternas (por ejemplo, los efectos térmicos cíclicos en los bordes de contacto de elementos simplemente apoyados),
- se elimine la posibilidad de que se den cargas de impacto significativas.

(3) Se deberán considerar los efectos de los desplazamientos horizontales en el cálculo de la resistencia de la estructura y la integridad de las uniones.

10.5.2 Pérdidas del pretensado

(1) El procedimiento de curado al vapor en elementos prefabricados de hormigón provoca la aparición de una pérdida térmica específica, ΔP_θ , como consecuencia de la reducción de la tensión de tracción en las armaduras activas y de la dilatación coartada del hormigón debida al incremento de temperatura. Esta pérdida puede estimarse mediante la expresión (10.3)

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{max} - T_0) \quad (10.3)$$

donde:

A_p es el área de las armaduras activas

E_p es el módulo de elasticidad de las armaduras activas

α_c es el coeficiente de dilatación térmica del hormigón (véase el apartado 3.1.3(5))

$T_{max} - T_0$ es la diferencia entre la temperatura máxima y la inicial en el hormigón próximo a las armaduras activas, en °C.

NOTA: Cualquier pérdida del pretensado ΔP_θ producida por el alargamiento debido al curado al vapor, puede despreciarse si se aplica un precalentamiento a las armaduras activas.

10.9 Reglas particulares para el cálculo y definición de los detalles de proyecto

10.9.1 Momentos de empotramiento en losas

(1) Los momentos de empotramiento pueden ser resistidos mediante la armadura superior dispuesta en la capa de compresión o bien en el macizado de los alveolos. En el primer caso, el esfuerzo rasante en la unión debe comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2.5. En el segundo caso, la transferencia de los esfuerzos entre el macizado de hormigón in situ y la losa alveolar deberá comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2.5. La longitud de la armadura superior deberá cumplir lo establecido en el apartado 9.2.1.3.

(2) Se debe disponer una armadura y/o establecer una definición particularizada de los detalles de proyecto, con el fin de tener en cuenta los efectos no previstos y causados por las coacciones en los apoyos de losas simplemente apoyadas.

10.9.2 Unión de muro con forjado

(1) En los elementos de muro dispuestos sobre un forjado de losas la armadura debe disponerse con el fin de tener en cuenta las posibles excentricidades y concentraciones de cargas verticales en los extremos del muro. Para los elementos de forjado véase el apartado 10.9.1(2).

(2) No es necesaria una armadura específica siempre que la carga vertical por unidad de longitud sea $\leq 0,5 h \cdot f_{cd}$, donde h es el espesor del muro (véase la figura A19.10.1). La carga puede incrementarse hasta $0,6 h \cdot f_{cd}$, si se dispone de armadura de acuerdo con la figura A19.10.1, con un diámetro $\phi \geq 6 \text{ mm}$ y una separación, s , no superior al menor valor entre h y 200 mm . Para cargas mayores la armadura debe calcularse de acuerdo con el punto (1). Se debe realizar una comprobación independiente para el muro inferior.

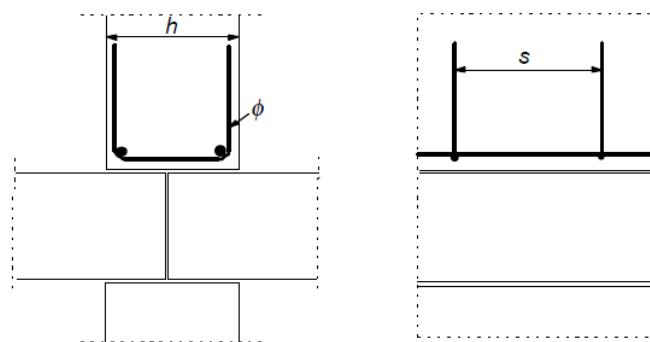


Figura A19.10.1 Ejemplo de armadura en un muro sobre la conexión entre dos losas de forjado

10.9.3 Sistemas de forjados

- (1) Las definiciones de los detalles de proyecto relativas a los sistemas de forjados deberán ser coherentes con las hipótesis de cálculo y de dimensionamiento, además de tener en cuenta las normas del producto correspondientes.
- (2) En el caso de tener en cuenta un reparto transversal de cargas entre las unidades adyacentes, se debe disponer una unión de cortante adecuada.
- (3) Deberán considerarse los efectos de las posibles coacciones de elementos prefabricados, incluso si se han supuesto apoyos simples en el cálculo.
- (4) La transferencia del cortante en las uniones puede alcanzarse de diferentes formas. En la figura A19.10.2 se muestran los tres tipos principales de uniones.
- (5) La distribución transversal de cargas debe basarse en los cálculos o ensayos, teniendo en cuenta las posibles variaciones de carga existentes entre los elementos prefabricados. El esfuerzo de cortante resultante entre las unidades de forjado debe considerarse en el cálculo de las uniones y las partes adyacentes de los elementos (por ejemplo, nervios y almas exteriores).

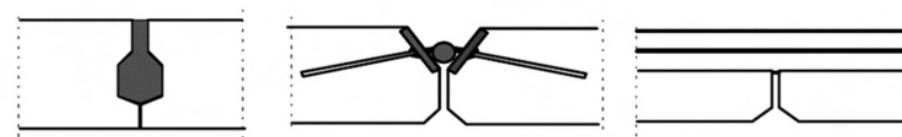
Para forjados con una distribución uniforme de cargas, y en ausencia de un análisis más preciso, el esfuerzo de cortante por unidad de longitud se podrá tomar como:

$$\nu_{Ed} = q_{Ed} \cdot b_e / 3 \quad (10.4)$$

donde:

q_{Ed} es el valor de cálculo de la carga variable (kN/m^2)

b_e es el ancho del elemento.



a) Unión con hormigón o lechada b) Unión soldada o atornillada (aquí se muestra un tipo de conexión soldada como ejemplo) c) Armadura de la capa de compresión (pueden ser necesarios los conectores verticales para la capa de compresión, con el fin de asegurar la transferencia del cortante en ELU)

Figura A19.10.2 Ejemplos de uniones para la transferencia del cortante

(6) En el caso de suponer que los forjados prefabricados trabajan como diafragmas para transferir las cargas horizontales a los elementos de arriostramiento, se debe considerar lo siguiente:

- el diafragma debe formar parte de un modelo estructural realista, teniendo en cuenta la compatibilidad de las deformaciones con los elementos de arriostramiento,
- se deben tener en cuenta los efectos de la deformación horizontal en todas las partes de la estructura debidas a la transferencia de las cargas horizontales,
- se debe armar el diafragma para los esfuerzos de tracción supuestos en el modelo estructural,
- debe tenerse en cuenta la concentración de tensiones en los huecos y uniones a la hora de establecer la definición de los detalles de armado.

(7) La armadura transversal para la transferencia del cortante a través del diafragma, puede concentrarse a lo largo de los apoyos, formando sistemas de atado coherentes con el modelo estructural. Esta armadura puede disponerse en la capa de compresión, si existe.

(8) Las piezas prefabricadas con una capa de compresión de al menos 40 mm pueden calcularse como elementos mixtos si se comprueba el rasante en la superficie de contacto, de acuerdo con el apartado 6.2.5. El elemento prefabricado deberá comprobarse en todas las fases de la construcción, antes y después de que la acción mixta se haga efectiva.

(9) La armadura transversal de flexión y otros esfuerzos, puede disponerse completamente en la capa de compresión. La definición de los detalles de proyecto debe ser coherente con el modelo estructural (por ejemplo si se supone un forjado bidireccional).

(10) Las almas o nervios independientes de la losa (es decir, elementos no conectados para la transferencia del cortante) deben disponerse con una armadura de cortante igual a la correspondiente a las vigas.

(11) Los forjados de vigueta y bovedilla sin capa de compresión pueden analizarse como losas macizas en el caso de que las viguetas transversales ejecutadas in situ se contengan con una armadura continua, a través de las viguetas longitudinales prefabricadas y con una separación s_T acorde con la tabla A19.10.1.

(12) Para la función de diafragma entre los elementos de la losa prefabricada con las uniones hormigonadas o rellenas de mortero, la tensión de rasante media v_{Rdi} deberá limitarse a $0,1 \text{ N/mm}^2$ para las superficies muy lisas. En cambio, para las superficies lisas y rugosas se limitará a $0,15 \text{ N/mm}^2$ (véase el apartado 6.2.5 para la definición de las superficies).

Tabla A19.10.1 Separación máxima de viguetas transversales, s_T , para el análisis de forjados de vigueta y bovedilla como losas macizas, s_L es la separación de las viguetas longitudinales, l_L es la longitud (luz) de las viguetas longitudinales y h es el espesor del forjado nervado.

Tipo de cargas impuestas	$s_L \leq l_L/8$	$s_L > l_L/8$
Residencial, nieve	No necesaria	$s_T \leq 12h$
Otras	$s_T \leq 10h$	$s_T \leq 8h$

10.9.4 Uniones y apoyos de los elementos prefabricados

10.9.4.1 Materiales

(1) Los materiales utilizados para las uniones deberán:

- ser estables y durables durante la vida útil de proyecto de la estructura,

- ser química y físicamente compatibles,
- estar protegidos contra las agresiones químicas y físicas,
- tener una resistencia al fuego coherente con la de la estructura.

(2) Las placas de apoyo deberán tener unas propiedades de resistencia y deformación conformes con las hipótesis de cálculo.

(3) Las sujetaciones metálicas para los revestimientos, destinadas a clases de exposición distintas de X0 y XC1 (véase la tabla 27.1.a de este Código Estructural) y no protegidas frente al ambiente, deberán ser de un material resistente a la corrosión. También podrán utilizarse recubrimientos protectores si es posible la inspección de estos elementos.

(4) Deberá comprobarse la idoneidad del material antes de llevar a cabo la soldadura, el templado o la conformación en frío de los elementos.

10.9.4.2 Reglas generales para el dimensionamiento y definición de los detalles relativos a las uniones

(1) Las uniones deberán ser capaces de resistir los efectos de las acciones, en coherencia con las hipótesis de cálculo, para ajustarse a las deformaciones necesarias y asegurar un comportamiento robusto de la estructura.

(2) Deberá evitarse la rotura y el desconchamiento prematuro del hormigón en los extremos de los elementos teniendo en cuenta:

- los desplazamientos relativos entre los elementos,
- las imperfecciones,
- los requisitos de montaje,
- la facilidad de ejecución,
- la facilidad de inspección.

(3) La comprobación de la resistencia y la rigidez de las uniones debe basarse en el cálculo, posiblemente asistido por ensayos (para el dimensionamiento asistido por ensayos, véase el Apéndice D del Anejo 18 del Código Estructural). Las imperfecciones deben tenerse en cuenta. En los valores obtenidos de los ensayos, deben tenerse en cuenta las desviaciones desfavorables derivadas de las condiciones de los ensayos.

10.9.4.3 Uniones que transmiten esfuerzos de compresión

(1) Se pueden ignorar los esfuerzos de cortante en las uniones comprimidas si el cortante es inferior al 10 % del esfuerzo de compresión.

(2) Para las uniones con materiales de apoyo como mortero, hormigón o polímeros, debe impedirse el movimiento relativo entre las superficies en contacto durante el proceso de endurecimiento del hormigón.

(3) Las uniones sin material de apoyo (uniones secas) únicamente deben utilizarse en los casos en los que se garantice una buena calidad en la ejecución. La tensión media en apoyos con superficies planas no deberá superar el valor $0,3 f_{cd}$. Las uniones secas, incluidas las superficies curvas (convexas), deben calcularse con la debida consideración de la geometría.

(4) Se deben considerar las tensiones transversales de tracción en los elementos adyacentes. Estas pueden deberse a una concentración de cargas de compresión de acuerdo con la figura A19.10.3 a), o a la deformación transversal de los apoyos de neopreno conforme a la figura A19.10.3 b). En el caso a), la armadura puede calcularse y disponerse de acuerdo con el apartado 6.5. En el caso b) la armadura debe disponerse cerca de las superficies de los elementos adyacentes.

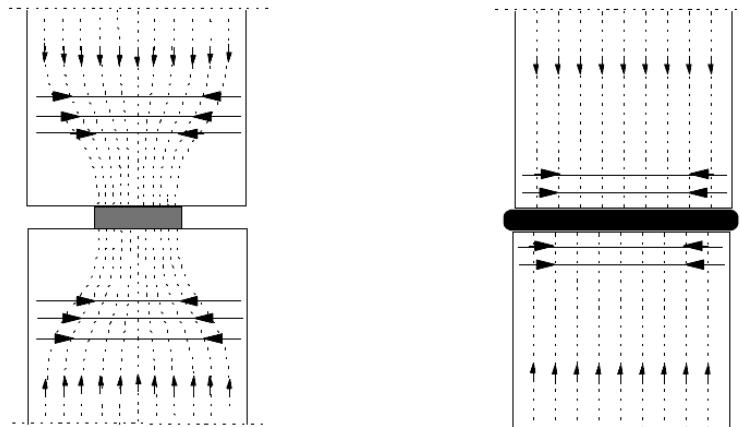
(5) En ausencia de modelos más precisos, la armadura en el caso b) puede calcularse de acuerdo con la expresión (10.5):

$$A_s = 0,25 (t/h) F_{Ed} / f_{yd} \quad (10.5)$$

donde:

- A_s es el área de armadura en cada superficie
- t es el espesor de la placa de apoyo
- h es la dimensión de la placa de apoyo en la dirección de la armadura
- F_{Ed} es el esfuerzo de compresión en la conexión.

(6) La capacidad máxima de las uniones sometidas a compresión se puede determinar de acuerdo con el apartado 6.7, o puede basarse en los resultados de los ensayos (para el cálculo asistido por ensayos véase el Anejo 18 de este Código Estructural).



a) Aparatos de apoyo concentrados b) deformación transversal de los apoyos de neopreno

Figura A19.10.3 Tensiones transversales de tracción en uniones sometidas a compresión

10.9.4.4 Uniones que transmiten los esfuerzos cortantes

(1) Para la transferencia del cortante entre las caras enfrentadas de dos hormigones (por ejemplo, un elemento prefabricado y hormigón in situ) véase el apartado 6.2.5.

10.9.4.5 Uniones que transmiten momentos flectores o esfuerzos de tracción.

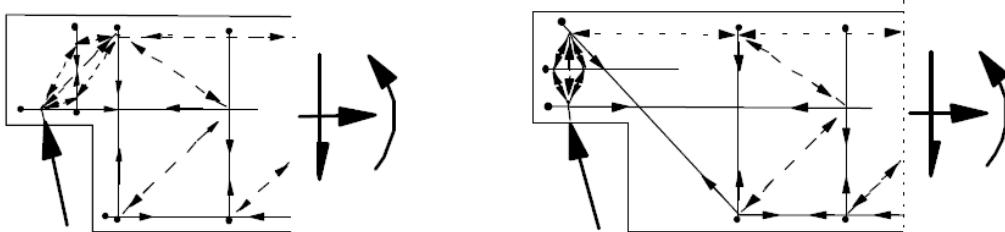
(1) La armadura deberá ser continua a lo largo de la unión y estar anclada en los elementos adyacentes.

(2) La continuidad puede obtenerse mediante:

- solape de barras,
- inyección de lechada en las vainas,
- solape de los ganchos de la armadura,
- soldadura de barras o chapas de acero,
- pretensado,
- dispositivos mecánicos (manguitos roscados o por adherencia),
- conectores embutidos (empalmes a compresión).

10.9.4.6 Juntas a media madera

(1) Las juntas a media madera pueden calcularse utilizando un modelo de bielas y tirantes de acuerdo con el apartado 6.5. En la figura A19.10.4 se indican dos modelos alternativos y sus armaduras. Ambos modelos pueden combinarse.



NOTA: La figura muestra únicamente los elementos principales del modelo de bielas y tirantes.

Figura A19.10.4 Modelos indicativos de la armadura en juntas a media madera

10.9.4.7 Anclaje de las armaduras en los apoyos

(1) La armadura en los apoyos y los elementos de apoyo deben tener una configuración definida en los detalles de proyecto, de forma que permitan asegurar el anclaje en cada nudo, teniendo en cuenta las posibles desviaciones eventuales. En la figura A19.10.5 se muestra un ejemplo de ello.

La longitud de apoyo efectiva a_1 es controlada por la distancia d (véase la figura A19.10.5) desde el borde de los respectivos elementos donde:

$$d_i = c_i + \Delta a_i \quad \text{con ganchos horizontales u otros tipos de barras ancladas}$$

$$d_i = c_i + \Delta a_i + r_i \quad \text{con barras verticales dobradas}$$

donde:

c_i es el recubrimiento de hormigón

Δa_i es el margen de tolerancia para la imperfección (véase el apartado 10.5.5.2(1))

r_i es el radio de doblado.

Véase la figura A19.10.5 y el apartado 10.5.5.2(1) para las definiciones de Δa_2 y Δa_3 .

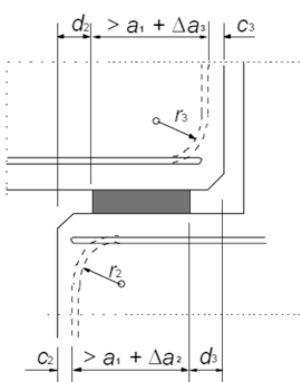


Figura A19.10.5 Ejemplo de la definición de los detalles de proyecto de la armadura en un apoyo

10.9.5 Apoyos**10.9.5.1 Generalidades**

- (1) Deberá asegurarse el buen funcionamiento de los apoyos mediante la disposición de armadura en los elementos adyacentes, la limitación de las tensiones de los apoyos, así como las disposiciones específicas que permiten tener en cuenta los movimientos o restricciones.
- (2) En el cálculo de los elementos adyacentes a apoyos que no permiten el deslizamiento o el giro deben tenerse en cuenta las acciones debidas a la fluencia, retracción, temperatura, falta de alineación, falta de verticalidad, etc.
- (3) Los efectos del punto (2) pueden requerir la utilización de una armadura transversal en los apoyos y en los elementos apoyados, y/o armaduras de continuidad para el atado de los elementos entre sí. Además, dichos efectos pueden tener influencia en el cálculo de la armadura principal de estos elementos.
- (4) El dimensionamiento de los apoyos, así como la definición de los detalles correspondientes, deberán asegurar un posicionamiento correcto, teniendo en cuenta las desviaciones de la fabricación y el montaje.
- (5) Deberán tenerse en cuenta los posibles efectos de los anclajes de pretensado y sus huecos.

10.9.5.2 Apoyos para elementos conectados (no aislados)

- (1) La longitud nominal de un apoyo simple, como el que se muestra en la figura A19.10.6, se podrá calcular como:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2} \quad (10.6)$$

donde:

- a_1 es la longitud neta de apoyo que está relacionada con la tensión admisible en el apoyo, $a_1 = F_{Ed}/(b_1 f_{Rd})$, pero no inferior a los valores mínimos de la tabla A19.10.2
- F_{Ed} es el valor de cálculo de la reacción del apoyo
- b_1 es el ancho neto del apoyo (véase el punto (3))
- f_{Rd} es el valor de cálculo de la tensión admisible en el apoyo (véase el punto (2))
- a_2 es la distancia considerada como ineficaz más allá del límite exterior del elemento de apoyo (véase la figura A19.10.6 y la tabla A19.10.3)
- a_3 es la distancia considerada como ineficaz más allá del límite exterior del elemento apoyado (véase la figura A19.10.6 y la tabla A19.10.4)
- Δa_2 es el margen de tolerancia para la distancia entre los elementos de apoyo (véase la tabla A19.10.5)
- Δa_3 es el margen de tolerancia para la longitud de los elementos apoyados, $\Delta a_3 = l_n/2500$, donde l_n es la longitud del elemento.

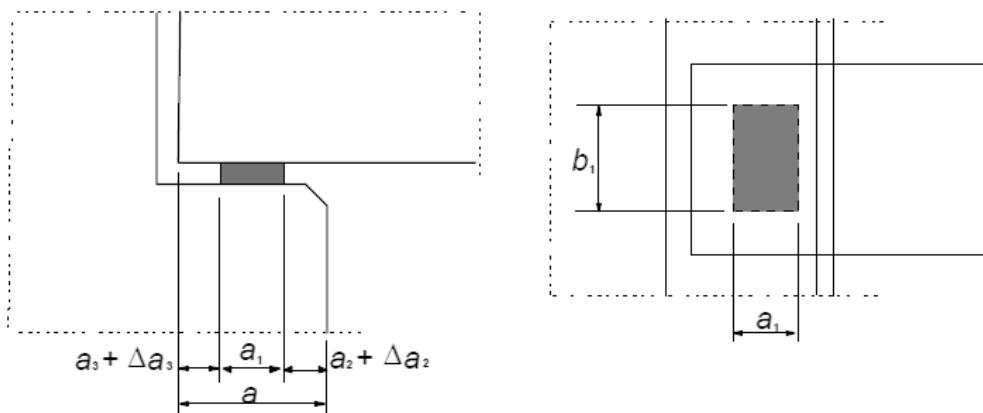


Figura A19.10.6 Ejemplo de apoyo con sus definiciones

Tabla A19.10.2 Valor mínimo de a_1 en mm

Tensión relativa en el apoyo σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	$0,15 - 0,4$	$> 0,4$
Apoyos lineales (forjados, cubiertas)	25	30	40
Forjados de vigas y viguetas	55	70	80
Apoyos concentrados (vigas)	90	110	140

Tabla A19.10.3 Distancia a_2 (mm) considerada como ineficaz más allá del límite exterior del elemento de apoyo. En los casos (-) se deben utilizar bloques de hormigón

Material y tipo de apoyo	σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	$0,15-0,4$	$> 0,4$
Acero	lineal	0	0	10
	concentrado	5	10	15
Hormigón armado $f_{ck} \geq 30 N/mm^2$	lineal	5	10	15
	concentrado	10	15	25
Hormigón en masa y hormigón armado $f_{ck} < 30 N/mm^2$	lineal	10	15	25
	concentrado	20	25	35
Fábrica de ladrillo	lineal	10	15	(-)
	concentrado	20	25	(-)

Tabla A19.10.4 Distancia a_3 (mm) considerada como ineficaz más allá del límite exterior del elemento apoyado

Definición de los detalles de armado	Apoyo	
	Lineal	Concentrado
Barras continuas sobre el apoyo (con empotramiento o no en la viga)	0	0
Barras rectas, ganchos horizontales, próximos al extremo del elemento	5	15, pero no inferior al recubrimiento en el extremo

Armaduras activas o barras rectas expuestas en el extremo del elemento	5	15
Ganchos en U verticales	15	Recubrimiento en el extremo + radio interior de doblado

Tabla A19.10.5 Margen de tolerancia Δa_2 para la distancia libre entre las caras de los apoyos.
Considerando l como la luz del vano

Material del apoyo	Δa_2
Acero u hormigón prefabricado	$10 \leq l/1200 \leq 30 \text{ mm}$
Fábrica de ladrillo u hormigón in situ	$15 \leq l/1200 + 5 \leq 40 \text{ mm}$

(2) En ausencia de otras especificaciones, se podrán utilizar los siguientes valores para la tensión admisible en el apoyo:

$$f_{Rd} = 0,4 f_{cd} \quad \text{para uniones secas (véase el apartado 10.9.4.3(3) para su definición)}$$

$$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85 f_{cd} \quad \text{para el resto de casos}$$

donde:

f_{cd} es la menor de las resistencias de cálculo del apoyo y del elemento apoyado

f_{bed} es la resistencia de cálculo del material de apoyo.

(3) Si se toman medidas para obtener una distribución uniforme de la presión en el apoyo (por ejemplo mortero, neoprenos o dispositivos similares), el ancho de cálculo del apoyo, b_1 , se puede tomar igual al ancho real del apoyo. Si este no es el caso, el valor de b_1 no debe ser mayor de 600 mm, salvo que exista un cálculo más preciso.

10.9.5.3 Apoyos para elementos aislados

(1) La longitud nominal deberá ser 20 mm mayor que la de los elementos no aislados.

(2) Si el apoyo permite los desplazamientos en el soporte, la longitud neta de apoyo, a_1 , deberá incrementarse de forma que permita dichos movimientos.

(3) Si un elemento está vinculado o coaccionado en un nivel diferente al de su apoyo, la longitud neta de apoyo, a_1 , deberá aumentarse para soportar los efectos de los posibles giros alrededor del elemento de vinculación o coacción.

10.9.6 Cimentaciones en cáliz

10.9.6.1 Generalidades

(1) Los cálizos de hormigón deberán ser capaces de transferir las acciones verticales, los momentos flectores y los cortantes horizontales de los pilares al terreno. El cáliz debe ser lo suficientemente grande como para permitir un hormigonado correcto por debajo y alrededor del pilar.

10.9.6.2 Cáliz con llaves en su superficie

(1) Se puede considerar que los cálizos que han sido expresamente fabricados con paredes dentadas o con llaves en su superficie, actúan de forma monolítica con el pilar.

(2) Cuando la transmisión del momento genere esfuerzos verticales de tracción es necesario cuidar la definición de los detalles de armado, como del solape de las armaduras en los pilares y en las cimentaciones, teniendo en cuenta que la separación entre barras solapadas sea la adecuada. La longitud de solape, acorde con el apartado 8.7, debe incrementarse como mínimo en la distancia horizontal entre las barras del pilar y la cimentación (véase la figura A19.10.7(a)). Además, se debe disponer una armadura horizontal adecuada en el solape.

(3) El cálculo de la armadura de punzonamiento debe realizarse como en el caso de pilares y cimentaciones monolíticas, de acuerdo con el apartado 6.4 (véase la figura A19.10.7(a)), siempre que se compruebe la transferencia del cortante entre el pilar y la cimentación. Si esta condición no se cumple, el cálculo del punzonamiento debe realizarse de forma similar al de los cárlices de superficies lisas.

10.9.6.3 Cálices con superficies lisas

(1) Puede suponerse que las fuerzas y momentos se transfieren del pilar a la cimentación mediante los esfuerzos de compresión, F_1 , F_2 y F_3 , a través del hormigón de relleno y de los correspondientes esfuerzos de rozamiento, tal y como se muestra en la figura A19.10.7(b). Este modelo requiere que $l \geq 1,2h$.

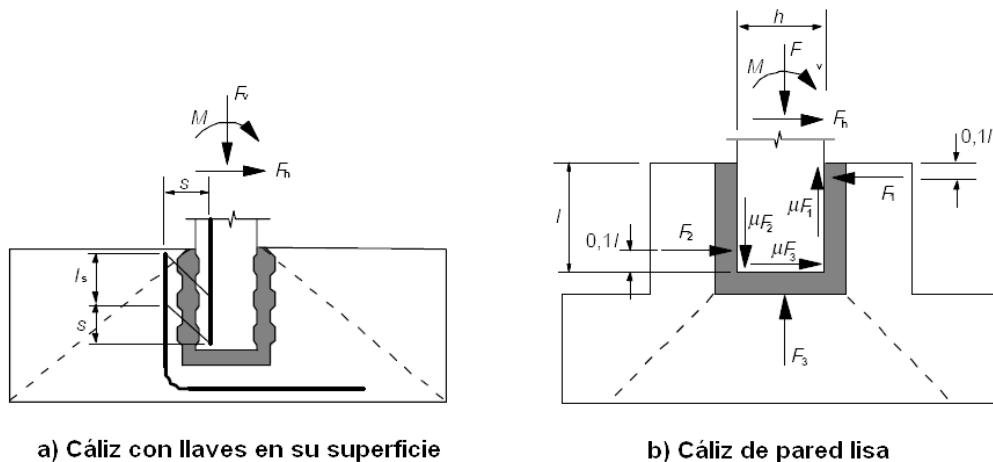


Figura A19.10.7 Cimentaciones en cáliz

(2) El coeficiente de rozamiento no debe tomarse superior a $\mu = 0,3$.

(3) Se debe prestar una atención especial a:

- la definición de la armadura de refuerzo para resistir F_1 , en la parte superior de las paredes del cáliz,
- la transferencia de F_1 a lo largo de las paredes laterales hasta la zapata,
- el anclaje de la armadura principal en el pilar y en las paredes del cáliz,
- la resistencia a cortante del pilar en el cáliz,
- la resistencia al punzonamiento de la cimentación del cáliz bajo el esfuerzo del pilar, cuyo cálculo debe tener en cuenta el hormigón estructural in situ situado bajo el elemento prefabricado.

10.9.7 Sistemas de atado

(1) Para los elementos tipo placa cargados o solicitados en su plano, por ejemplo muros y forjados actuando como diafragmas, la interacción necesaria puede obtenerse mediante el atado del conjunto de la estructura con armaduras de atado perimetrales y/o interiores.

Los mismos elementos de atado pueden actuar también para prevenir el colapso progresivo, como se indica en el apartado 9.10.

11 Estructuras de hormigón con áridos ligeros

11.1 Generalidades

(1) En este apartado se incluyen una serie de requisitos adicionales a los recogidos en el Anejo 8 de este Código Estructural “Recomendaciones para la utilización de hormigón ligero”.

11.1.1 Alcance

(1) Los apartados del 1 al 10 y el 12 de este anexo, serán de aplicación, a menos que sean sustituidas por criterios especiales incluidos en este apartado. Los valores de resistencia que figuran en las expresiones procedentes de la tabla A19.3.1 se sustituirán por los que corresponden a hormigones con áridos ligeros indicados en la tabla A19.11.3.1.

(2) El apartado 11 se aplica a hormigones de estructura cerrada fabricados con áridos ligeros, naturales o artificiales, a menos que la experiencia indique que puede adoptarse, de manera fiable y en condiciones de seguridad criterios diferentes a los establecidos en este apartado.

11.1.2 Notación específica

(1) Para el hormigón ligero se emplea la siguiente notación específica:

HL	las clases resistentes de hormigón con áridos ligeros están precedidas por las letras HL
η_E	coeficiente de conversión para el cálculo del módulo de elasticidad
η_1	coeficiente para determinar la resistencia a tracción
η_2	coeficiente para determinar el coeficiente de fluencia
η_3	coeficiente para determinar la retracción de secado
ρ	densidad del hormigón con áridos ligeros secado en estufa, en kg/m^3 .

Para las propiedades mecánicas se utilizará el subíndice adicional l (de ligero).

11.2 Bases de cálculo

(1) Para los hormigones ligeros se puede aplicar el apartado 2 de este anexo sin necesidad de hacer modificaciones.

11.3 Materiales

Se seguirán los requisitos recogidos en el apartado 5.1 del Anejo 8 de este Código Estructural.

11.3.1 Hormigón

(1) Los hormigones con áridos ligeros se clasifican, de acuerdo con su densidad, como se muestra en la tabla A19.11.1. Esta tabla incluye, además, las densidades correspondientes al hormigón en masa y al hormigón armado (con unas cuantías de armaduras normales) que puede utilizarse para el cálculo del

peso propio o las cargas permanentes. De forma alternativa, la densidad se puede establecer como un valor objetivo.

(2) Alternativamente, la contribución de la armadura a la densidad puede determinarse mediante el cálculo.

Tabla A19.11.1 Clases de densidad y densidades de cálculo correspondientes a los hormigones con áridos ligeros

Clase de densidad	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Densidad(kg/m^3)	801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Densidad (kg/m^3)	Hormigón en masa	1050	1250	1450	1650	1850
	Hormigón armado	1150	1350	1550	1750	1950

(3) La resistencia a tracción del hormigón con áridos ligeros puede obtenerse multiplicando los valores de f_{ct} , indicados en la tabla A19.3.1, por el coeficiente:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200 \quad (11.1)$$

donde:

ρ es el límite superior de la densidad del hormigón seco en estufa para la clase correspondiente, de acuerdo con la tabla A19.11.1.

11.3.2 Deformación elástica

Se adoptará lo indicado en el apartado 4.1 del Anexo 8 de este Código Estructural.

En el caso de necesitar datos más precisos, por ejemplo cuando las deformaciones son de gran importancia, se deben realizar ensayos para determinar los valores de E_{lcm} , de acuerdo con la norma ISO 6784.

Tabla A19.11.3.1 Características de tensión y deformación del hormigón ligero

Clases resistentes para los hormigones ligeros										Expresión analítica/ Comentarios				
$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
$f_{cm} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	
$f_{lcm} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{lcm} = f_{cm} \cdot \eta_1$										$\eta_1 = 0,40 + 0,60\rho/2200$			
$f_{ctk,0,05} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{ctk,0,05} = f_{ctk,0,05} \cdot \eta_1$										Cuantil del 5%			
$f_{ctk,0,95} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{ctk,0,95} = f_{ctk,0,95} \cdot \eta_1$										Cuantil del 95%			
$E_{lcm} \text{ (103N/mm}^2\text{)}$	$E_{lcm} = E_{cm} \cdot \eta_E$										$\eta_E = (\rho/2200)^2$			
$\varepsilon_{lc1}(\quad)$	$k f_{lcm}/(E_{cm} \cdot \eta_E) k = 1,1$ para hormigones con áridos ligeros finos. $k = 1,0$ para el resto de hormigones con áridos ligeros.										Véase la figura A'19.3.2			
$\varepsilon_{lcu1}(\quad)$	ε_{lc1}										Véase la figura A'19.3.2			
$\varepsilon_{lc2}(\quad)$	2,0										Véase la figura A'19.3.3			
$\varepsilon_{lcu2}(\quad)$	3,5 η_1										Véase la figura A'19.3.3 $ \varepsilon_{lcu2} \geq \varepsilon_{lc2} $			
n	2,0										1,75	1,6	1,45	1,4
$\varepsilon_{lc3}(\quad)$	1,75										1,8	1,9	2,0	2,2
$\varepsilon_{lcu3}(\quad)$	3,5 η_1										3,1	2,9	2,7	2,6
	$ \varepsilon_{lcu3} \geq \varepsilon_{lc3} $										Véase la figura A'19.3.4			

11.3.3 Fluencia y retracción

(1) Para el hormigón con áridos ligeros el coeficiente de fluencia φ puede suponerse igual al valor correspondiente a un hormigón de densidad convencional multiplicado por un coeficiente $(\rho/2200)^2$.

Las deformaciones de fluencia obtenidas deberán multiplicarse por un coeficiente η_2 , que se obtiene mediante las siguientes expresiones:

$$\eta_2 = 1,3 \quad \text{para } f_{lck} \leq 16 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta_2 = 1,0 \quad \text{para } f_{lck} \leq 20 \text{ N/mm}^2$$

(2) Los valores de la retracción final de secado para los hormigones ligeros puede obtenerse multiplicando los valores de la tabla A19.3.2, correspondientes a hormigones de densidad convencional, por un coeficiente η_3 , que se establece en las siguientes expresiones:

$$\eta_3 = 1,5 \quad \text{para } f_{lck} \leq 16 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta_3 = 1,2 \quad \text{para } f_{lck} \leq 20 \text{ N/mm}^2$$

(3) Las expresiones (3.11), (3.12) y (3.13), que proporcionan información sobre la retracción autógena, establecen los valores máximos para los hormigones con áridos ligeros cuando estos no proporcionan agua a la microestructura durante el secado. Si se emplean áridos ligeros saturados de agua, completa o parcialmente, los valores de la retracción autógena se verán considerablemente reducidos.

11.3.4 Diagramas tensión-deformación para el análisis estructural no lineal

(1) En el caso de hormigones con áridos ligeros los valores de ε_{c1} y ε_{cu1} de la figura A19.3.2 se deben reemplazar por los valores ε_{lc1} y ε_{lcu1} de la tabla A19.11.3.1.

11.3.5 Valores de cálculo de las resistencias a tracción y a compresión

(1) El valor de cálculo de la resistencia a compresión se define como:

$$f_{lcd} = \alpha_{lcc} f_{lck} / \gamma_c \quad (11.3.15)$$

donde γ_c es el coeficiente parcial de seguridad del hormigón (véase el apartado 2.4.2.4) y α_{lcc} es un coeficiente de acuerdo con 3.1.6(1), cuyo valor será $\alpha_{lcc} = 0,85$.

(2) El valor de cálculo de la resistencia a tracción se define como:

$$f_{lctd} = \alpha_{lct} f_{lck} / \gamma_c \quad (11.3.16)$$

donde γ_c es el coeficiente parcial de seguridad del hormigón (véase el apartado 2.4.2.4) y α_{lct} es un coeficiente de acuerdo con el apartado 3.1.6(2), cuyo valor será $\alpha_{lct} = 0,85$.

11.3.6 Diagrama tensión-deformación para el cálculo de las secciones

(1) En el caso de hormigones con áridos ligeros los valores de ε_{c2} y ε_{cu2} de la figura A19.3.3 se deben reemplazar por los valores ε_{lc2} y ε_{lcu2} de la tabla A19.11.3.1.

(2) De igual forma los valores de ε_{c3} y ε_{cu3} de la figura A19.3.4 se deben reemplazar por los valores ε_{lc3} y ε_{lcu3} de la tabla A19.11.3.1.

11.3.7 Hormigón confinado

(1) Si no se dispone de una información más precisa, se podrá utilizar el diagrama tensión-deformación que de la figura A19.3.6, pero con un incremento de la resistencia y deformación característica de acuerdo con:

$$f_{lck,c} = f_{lck} (1,0 + k \sigma_2 / f_{lck}) \quad (11.3.24)$$

donde k tiene varios valores en función de los tipos de áridos:

$k = 1,1$ para hormigón con árido grueso ligero y árido fino normal

$k = 1,0$ para hormigones con todos los áridos ligeros, tanto el grueso como el fino

$$\varepsilon_{lc2,c} = \varepsilon_{lc2} (f_{lcck}/f_{lck})^2 \quad (11.3.26)$$

$$\varepsilon_{lcu2,c} = \varepsilon_{lcu2} + 0,2 \sigma_2/f_{lck} \quad (11.3.27)$$

donde ε_{lc2} y ε_{lcu2} se establecen en la tabla A19.11.3.1.

11.4 Durabilidad y recubrimiento de la armadura

Se adoptará lo indicado en el apartado 6 del Anejo 8 de este Código Estructural.

11.4.1 Condiciones ambientales

(1) Las clases de exposición indicadas en la tabla A19.4.1 pueden utilizarse tanto para los hormigones con áridos ligeros como para los hormigones convencionales.

11.4.2 Recubrimiento y propiedades del hormigón

(1) Para los hormigones con áridos ligeros, los valores mínimos de recubrimiento establecidos en el apartado 4.4.1 deberán incrementarse en 5 mm.

11.5 Análisis estructural

11.5.1 Capacidad de giro

NOTA: Para el hormigón con áridos ligeros, se debe multiplicar el valor de $\theta_{pl,d}$, indicado en la figura 5.6, por un coeficiente $\varepsilon_{lcu2}/\varepsilon_{cu2}$.

11.6 Estados Límite Últimos

11.6.1 Elementos que no requieren armadura de cortante

(1) El valor de cálculo de la resistencia a cortante, $V_{lRd,c}$ de un elemento de hormigón ligero sin armadura de cortante se establece mediante:

$$V_{lRd,c} = [C_{lRd,c} \eta_1 k (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (\eta_1 v_{l,min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (11.6.2)$$

donde η_1 se define en la expresión (11.1), f_{lck} se toma de la tabla A19.11.3.1 y σ_{cp} es la tensión media de compresión en la sección debida al esfuerzo axil y al pretensado, cumpliendo $\sigma_{cp} < 0,2 f_{cd}$. Los valores de $C_{lRd,c}$, $v_{l,min}$ y k_1 a utilizar serán $0,18/\gamma_C$, $0,035k^{3/2} f_{lck}^{-1/2}$ y $0,15$ respectivamente.

(2) El esfuerzo cortante, V_{Ed} , calculado sin el coeficiente de reducción β (véase el apartado 6.2.2(6)), debe satisfacer siempre la siguiente condición:

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v_1 f_{lcd} \quad (11.6.5)$$

donde:

v_1 se obtiene de acuerdo con el apartado 11.6.2(1).

11.6.2 Elementos que requieren armadura de cortante

(1) El coeficiente de reducción para la capacidad resistente de las bielas de hormigón es v_1 cuyo valor se establece mediante la expresión (11.6.6).

$$v_1 = 0,5 \eta_1 (1 - f_{lck}/250) \quad (11.6.6)$$

donde $\eta_1 = 0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200}$, siendo ρ la densidad del hormigón en kg/m^3 , que, de acuerdo al Anejo 8 del Código Estructural, estará comprendida entre $1200 kg/m^3 < \rho \leq 2000 kg/m^3$.

11.6.3 Torsión

11.6.3.1 Procedimiento de cálculo

(1) Para el caso del hormigón con áridos ligeros, en la expresión (6.30) se tomará el valor de ν igual a ν_1 , de acuerdo con el apartado 11.6.2(1).

11.6.4 Punzonamiento

11.6.4.1 Resistencia a punzonamiento de losas y bases de pilares sin armadura de cortante

(1) La resistencia a punzonamiento por unidad de superficie de una losa de hormigón ligero se establece mediante:

$$v_{lRd,c} = C_{lRd,c} k \eta_1 (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} + k_2 \sigma_{cp} \geq (\eta_1 v_{l,min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (11.6.47)$$

donde:

η_1 se define en la expresión (11.1)

$C_{lRd,c}$ véase el apartado 11.6.1(1)

$v_{l,min}$ véase el apartado 11.6.1(1)

$k_2 = 0,08$.

(2) La resistencia a punzonamiento, v_{lRd} , de la base de un pilar de hormigón con áridos ligeros se establece mediante:

$$v_{lRd,c} = C_{lRd,c} \eta_1 k (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} 2d/a \geq \eta_1 v_{l,min} \cdot 2d/a \quad (11.6.50)$$

donde:

η_1 se define en la expresión (11.1)

$\rho_l \geq 0,005$

$C_{lRd,c}$ véase el apartado 11.6.1(1)

$v_{l,min}$ véase el apartado 11.6.1(1).

11.6.4.2 Resistencia a punzonamiento de losas y bases de pilares con armadura de cortante

(1) En el caso de que sea necesaria la armadura de cortante, la resistencia a punzonamiento se establece mediante:

$$v_{lRd,cs} = 0,75 v_{lRd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,eff} \left(\frac{1}{u_1 d} \right) \operatorname{sen} \alpha \leq k_{max} v_{lRd,c} \quad (11.6.52)$$

donde $v_{lRd,c}$ se define en la expresión (11.6.47) o (11.6.50), según corresponda.

(2) En la zona cercana a las proximidades del pilar, se limitará la resistencia a punzonamiento a un valor máximo establecido mediante la expresión siguiente:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{lRd,max} \quad (11.6.53)$$

El valor de $v_{lRd,max}$ es $0,4 \nu f_{lcd}$, donde ν se tomará igual a ν_1 , establecido en la expresión (11.6.6).

11.6.5 Áreas parcialmente cargadas

(1) Para una distribución uniforme de carga en un área A_{c0} (véase la figura 6.29) la fuerza resistente concentrada se puede determinar de la siguiente manera:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{lcd} \cdot [A_{c1}/A_{c0}]^{\rho/4400} \leq 3,0 \cdot f_{lcd} \cdot A_{c0} \left(\frac{\rho}{2200} \right) \quad (11.6.63)$$

11.6.6 Fatiga

(1) Para la comprobación de fatiga de los elementos fabricados con hormigón con áridos ligeros será necesario un estudio especial. Se debe hacer referencia a la Evaluación Técnica Europea.

11.7 Estados Límite de Servicio

(1) En el caso de hormigones con áridos ligeros, la relación luz/canto útil de los elementos de hormigón armado sin axil de compresión, establecida en el apartado 7.4.2, deberá reducirse mediante un coeficiente $\eta_E^{0,15}$.

11.8 Definición de los detalles de armado. Generalidades

11.8.1 Diámetros admisibles de los mandriles para el doblado de las barras

(1) En el caso de hormigones con áridos ligeros deberán incrementarse un 50% los tamaños de los mandriles establecidos en el apartado 8.3 para un hormigón convencional, con el fin de evitar la rotura del hormigón en las patillas, ganchos y ganchos en U.

11.8.2 Tensión última de adherencia

(1) El valor de cálculo de la tensión última de adherencia para las barras en hormigones ligeros puede calcularse utilizando la expresión (8.2), sustituyendo el valor de f_{ctd} por f_{lctd} con $f_{lctd} = f_{lctk,0,05}/\gamma_c$. Los valores de $f_{lctk,0,05}$ se encuentran en la tabla A19.11.3.1.

11.9 Definición de los detalles de armado de los elementos y reglas particulares

(1) El diámetro de las barras embebidas en los hormigones con áridos ligeros no debe superar los 32 mm. Para este tipo de hormigones, los grupos de barras no deben tener más de dos barras y el diámetro equivalente no debe superar los 45 mm.

11.10 Reglas adicionales para elementos y estructuras de hormigón prefabricado

(1) En el caso de hormigones con áridos ligeros, se puede aplicar el apartado 10 sin necesidad de realizar modificaciones.

11.11 Estructuras de hormigón en masa y ligeramente armado

(1) En el caso de hormigones con áridos ligeros se puede aplicar el apartado 12 sin necesidad de realizar modificaciones.

12 Estructuras de hormigón en masa y ligeramente armado

12.1 Generalidades

(1) Este apartado proporciona reglas adicionales para estructuras de hormigón en masa o en las que la armadura pasiva dispuesta sea inferior a la mínima requerida para hormigón armado.

(2) Este apartado es de aplicación a elementos en los que se puede despreciar el efecto de las acciones dinámicas. No es de aplicación cuando estos efectos son producidos por máquinas giratorias o cargas de tráfico. Algunos ejemplos en los que este capítulo sería de aplicación:

- elementos sometidos principalmente a compresión que no sea producida por pretensado, por ejemplo, muros, pilares, arcos y bóvedas,
- zapatas corridas y zapatas aisladas para cimentaciones,
- muros de contención.

(3) Cuando los elementos se hayan fabricado con un hormigón con áridos ligeros de estructura cerrada y conforme con el apartado 11, o para elementos prefabricados de hormigón y estructuras contempladas en este anexo, las reglas de cálculo deben modificarse según corresponda.

(4) Los elementos que empleen hormigón en masa no están exentos de disponer la armadura de acero necesaria para satisfacer los requisitos de comportamiento en servicio y/o durabilidad, ni la armadura pasiva en ciertas partes del elemento. Esta armadura puede tenerse en cuenta en la comprobación local de los Estados Límite Últimos, así como en la comprobación de los Estados Límite de Servicio.

12.3 Materiales

12.3.1 Hormigón: hipótesis de cálculo adicionales

(1) Debido a la baja ductilidad del hormigón en masa, los valores de $\alpha_{cc,pl}$ y $\alpha_{ct,pl}$ deben suponerse menores que los α_{cc} y α_{ct} del hormigón armado. De esta forma se utilizará el valor $\alpha_{cc,pl} = \alpha_{ct,pl} = 0,80$.

(2) Cuando las tensiones de tracción se consideren en la resistencia de cálculo de los elementos de hormigón en masa, el diagrama tensión-deformación (véase el apartado 3.1.7) puede ampliarse para la resistencia de cálculo a tracción, empleando la expresión (3.16) o una relación lineal:

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (12.1)$$

(3) Pueden emplearse métodos propios de la mecánica de fractura siempre que se demuestre que conducen al nivel de seguridad requerido.

12.5 Análisis estructural: Estados Límite Últimos

(1) Puesto que los elementos de hormigón en masa tienen una ductilidad limitada no deben emplearse, a menos que se justifique, procedimientos de análisis lineal con redistribución o de análisis plástico o aproximadamente plástico, como por ejemplo métodos sin una comprobación explícita de la capacidad de deformación).

(2) El análisis estructural puede basarse en la teoría elástica lineal o no lineal. En el caso de que se utilice un análisis no lineal (por ejemplo, mecanismos de fractura), debe realizarse una comprobación de la capacidad de deformación.

12.6 Estados Límite Últimos

12.6.1 Resistencia de cálculo a flexión y a esfuerzo axil

(1) En el caso de muros con un curado y detalles constructivos adecuados pueden despreciarse las deformaciones impuestas debidas a la temperatura o a la retracción.

(2) Las relaciones entre la tensión y la deformación para hormigón en masa pueden establecerse a partir del apartado 3.1.7.

(3) El axil resistente, N_{Rd} , de una sección rectangular con una excentricidad uniaxial, e , en la dirección de h_w , puede tomarse como:

$$N_{Rd} = \eta f_{cd,pl} x b x h_w x (1 - 2e/h_w) \quad (12.2)$$

donde:

$\eta f_{cd,pl}$ es la resistencia efectiva de cálculo a compresión (véase el apartado 3.1.7(3))

b es el ancho total de la sección (véase la figura A19.12.1)

h_w es el canto total de la sección

e es la excentricidad de N_{Ed} en la dirección de h_w .

NOTA: En el caso de emplear otros métodos simplificados, estos deberán quedar del lado de la seguridad respecto a un método riguroso que emplee la relación tensión-deformación que se establece en el apartado 3.1.7.

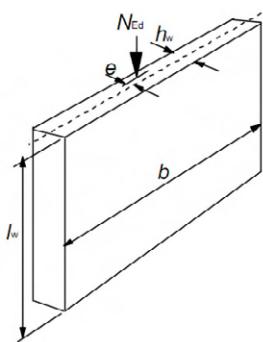


Figura A19.12.1 Notación para muros de hormigón en masa

12.6.2 Fallo local

(1) Salvo que se hayan tomado medidas para evitar el fallo local a tracción de la sección, la excentricidad máxima de la fuerza axil N_{Ed} en una sección debe limitarse para evitar grandes fisuras.

12.6.3 Cortante

(1) En elementos de hormigón en masa puede considerarse la resistencia a tracción del hormigón en Estado Límite Último de cortante, siempre que pueda descartarse la rotura frágil y asegurarse una resistencia adecuada, bien mediante cálculos o mediante la experiencia.

(2) Para una sección solicitada a esfuerzo cortante V_{Ed} y a una fuerza normal N_{Ed} sobre un área comprimida A_{cc} , el valor absoluto de las componentes de la tensión de cálculo deben tomarse como:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cc} \quad (12.3)$$

$$\tau_{cp} = kV_{Ed}/A_{cc} \quad (12.4)$$

donde $k = 1,5$, y debe comprobarse lo siguiente:

$$\tau_{cp} \leq f_{cvd}$$

donde:

$$\text{si } \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim} \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp}f_{ctd,pl}} \quad (12.5)$$

o

$$\text{si } \sigma_{cp} > \sigma_{c,lim} \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp}f_{ctd,pl} - (\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2})^2} \quad (12.6)$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2\sqrt{f_{ctd,pl}(f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})} \quad (12.7)$$

donde:

f_{cvd} es la resistencia de cálculo a cortante y a compresión del hormigón

$f_{cd,pl}$ es la resistencia de cálculo a compresión del hormigón

$f_{ctd,pl}$ es la resistencia de cálculo del hormigón a tracción.

(3) Puede considerarse que un elemento de hormigón no está fisurado en Estado Límite Último si está completamente comprimido o si el valor absoluto de la tensión de tracción principal σ_{ct1} no supera $f_{ctd,pl}$.

12.6.4 Torsión

(1) No deben proyectarse elementos fisurados para resistir momentos torsores maneras menos que se pueda justificar.

12.6.5 Estados Límite Últimos inducidos por deformación estructural (pandeo)

12.6.5.1 Eslerez de pilares y muros

(1) La esbeltez de un pilar o muro se define como:

$$\lambda = l_0/i \quad (12.8)$$

donde:

i es el mínimo radio de giro

l_0 es la longitud efectiva de un elemento que puede tomarse como:

$$l_0 = \beta \cdot l_w \quad (12.9)$$

donde:

l_w es la altura libre del elemento

β coeficiente que depende de las condiciones de apoyo:

para pilares debe suponerse normalmente $\beta = 1$

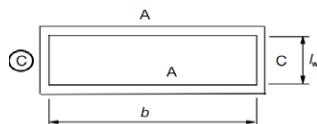
para muros o pilares en ménsula $\beta = 2$

para otros muros, los valores de β se dan la tabla A19.12.1.

Tabla A19.12.1 Valores de β para distintas condiciones de contorno

Coacción lateral	Croquis	Expresión	Coeficiente β	
A lo largo de dos lados			$\beta = 1,0$ para cualquier relación I_w/b	
A lo largo de tres lados		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	b/I_w	β
			0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
			2,0	0,97
			5,0	1,00

A lo largo de cuatro lados



A – Losa de forjado

B – Borde libre

C – Muro transversal

b/I_w	β
0,2	0,10
0,4	0,20
0,6	0,30
0,8	0,40
Si $b < l_w$	
1,0	0,50
1,5	0,69
2,0	0,80
5,0	0,96

NOTA: La información de la tabla A19.12.1 supone que el muro no tiene huecos de altura superior a 1/3 de la altura del muro l_w o con un área superior a 1/10 del área del muro. En muros arriostrados lateralmente a lo largo de 3 o 4 lados con aberturas que superen estos límites, las partes entre aberturas deben considerarse como arriostradas lateralmente únicamente a lo largo de dos lados y ser calculadas de acuerdo con ello.

(2) Los valores de β deben aumentarse de forma adecuada si la capacidad portante transversal se ve afectada por salientes y entrantes.

(3) Un muro transversal puede considerarse como muro de arriostramiento si:

- su espesor total no es inferior a $0,5h_w$, donde h_w es el espesor total del muro arriostrado,
- tiene la misma altura l_w que el muro arriostrado considerado,
- su longitud l_{ht} es, al menos, igual a $l_w/5$, donde l_w se refiere a la altura libre del muro arriostrado,
- el muro transversal no tiene aberturas en la longitud $l_w/5$.

(4) En el caso de un muro con conexión rígida a flexión a lo largo de su lado superior y su lado inferior, de forma que los momentos extremos se resistan completamente con hormigón in situ y armadura, los valores de β recogidos en la tabla A19.12.1 pueden multiplicarse por 0,85.

(5) La esbeltez de los muros de hormigón en masa ejecutados in situ no debe ser mayor de $\lambda = 86$ (por ejemplo, $I_0/h_w = 25$).

12.6.5.2 Método simplificado de cálculo para muros y pilares

(1) En ausencia de un planteamiento más riguroso, el valor de cálculo de la resistencia axial para un pilar o un muro delgado de hormigón en masa, puede calcularse mediante:

$$N_{Rd} = b h_w f_{cd,pl} \Phi \quad (12.10)$$

donde:

- | | |
|----------|---|
| N_{Rd} | es el axil resistente |
| b | es el ancho total de la sección |
| h_w | es el canto total de la sección |
| Φ | es el coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad, incluyendo efectos de segundo orden; véase lo dispuesto posteriormente. |

Para elementos arriostrados, el coeficiente ϕ puede tomarse como:

$$\phi = 1,14 \left(1 - \frac{2e_{tot}}{h_w} \right) - 0,02l_0/h_w \leq 1 - \frac{2e_{tot}}{h_w} \quad (12.11)$$

donde:

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_\phi \quad (12.12)$$

- e_0 es la excentricidad de primer orden incluyendo, cuando corresponda, los efectos de los forjados (por ejemplo, posibles momentos transmitidos al muro desde la losa) y las acciones horizontales. En la determinación de e_0 se puede utilizar un momento de primer orden equivalente M_{oe} , véase el punto (2) del apartado 5.8.8.2
- e_i es la excentricidad adicional que considera los efectos de las imperfecciones geométricas, véase el apartado 5.2
- e_ϕ es la excentricidad debida a la fluencia.

En algunos casos, dependiendo de la esbeltez, el momento en alguno de los extremos o en ambos puede ser más crítico para la estructura que el momento de primer orden equivalente M_{oe} . En tales casos, se debería utilizar la expresión (12.2).

(2) Pueden emplearse otros métodos simplificados siempre que queden del lado de la seguridad respecto a un método riguroso acorde con el apartado 5.8.

12.7 Estados Límite de Servicio

- (1) Deben comprobarse las tensiones donde se espere que se produzcan coacciones en la estructura.
- (2) Para asegurar unas condiciones de servicio adecuadas deben considerarse las siguientes medidas:

a) respecto a la formación de fisuras:

- limitación de las tensiones de tracción en el hormigón a valores admisibles,
- colocación de armadura pasiva estructural auxiliar (armadura de piel, sistemas de atado donde sea necesario),
- disposición de juntas,
- elección de las propiedades tecnológicas del hormigón (por ejemplo, composición adecuada del hormigón, curado),
- elección de un método adecuado de construcción.

b) respecto a la limitación de deformaciones:

- un tamaño mínimo de la sección (véase el apartado 12.9),
- limitación de la esbeltez en caso de elementos comprimidos.

(3) Cualquier armadura dispuesta en elementos de hormigón en masa, aunque no se tenga en cuenta en la comprobación de la resistencia, debe cumplir con lo indicado en el Capítulo 9 de este Código Estructural.

12.9 Definición de los detalles de proyecto de los elementos y reglas particulares

12.9.1 Elementos estructurales

- (1) El canto total h_w de un muro de hormigón ejecutados in situ no debe ser inferior a 120 mm .
- (2) Cuando se incluyan salientes y entrantes deben realizarse comprobaciones para asegurar una resistencia y estabilidad del elemento adecuadas.

12.9.2 Juntas de construcción

(1) Debe disponerse una armadura adecuada para controlar la fisuración cuando se espere que surjan tensiones de tracción en el hormigón.

12.9.3 Zapatas corridas y aisladas

(1) En ausencia de datos más precisos, las zapatas corridas y aisladas cargadas a axil, pueden calcularse y construirse con hormigón en masa, siempre que:

$$\frac{0,85h_f}{a} \geq \sqrt{3\sigma_{gd}/f_{ctd,pl}} \quad (12.3)$$

donde:

h_f es el espesor de la cimentación

a es la proyección desde la cara del pilar (véase la figura A19.12.2)

σ_{gd} es el valor de cálculo de la presión del terreno

$f_{ctd,pl}$ es el valor de cálculo de la resistencia a tracción del hormigón (en las mismas unidades que σ_{gd}).

Como simplificación, puede emplearse la relación $\frac{h_f}{a} \geq 2$.

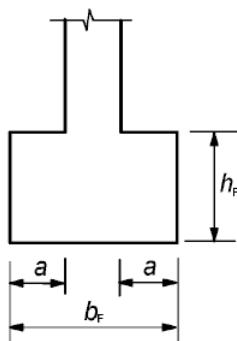


Figura A19.12.2 Zapatas aisladas sin armadura; notación

Apéndice A Recomendaciones para la modificación de los coeficientes parciales de los materiales

A.1 Generalidades

(1) Los coeficientes parciales para los materiales que se establecen en el apartado 2.4.2.4 corresponden a imperfecciones geométricas para un control de ejecución normal, (de acuerdo al apartado 14.3 de este Código Estructural).

(2) Las recomendaciones sobre los coeficientes parciales reducidos de los materiales se encuentran en este apéndice. Para los elementos prefabricados se pueden encontrar más detalles sobre los procedimientos de control en las normas de producto.

NOTA: Para más información véase el Apéndice B del Anejo 18 de este Código Estructural.

A.2 Estructuras de hormigón in situ

A.2.1 Reducción basada en el control de calidad e imperfecciones reducidas

(1) Si la ejecución se somete a un sistema de control de calidad que asegure que las desviaciones desfavorables de las dimensiones de la sección quedan dentro de los límites que establece la tabla A19.A.1, se puede reducir el coeficiente parcial de seguridad para la armadura a $\gamma_{S,red1} = 1,1$.

Tabla A19. A.1 Imperfecciones reducidas

h o b (mm)	Imperfecciones reducidas (mm)	
	Dimensión de la sección $\pm\Delta h, \Delta b$ (mm)	Posición de la armadura $+Δc$ (mm)
≤ 150	5	5
400	10	10
≥ 2500	30	20

NOTA 1: Se puede utilizar la interpolación lineal para valores intermedios.
NOTA 2: $+Δc$ se refiere al valor medio de las armaduras pasivas o activas en la sección o sobre un ancho de un metro (por ejemplo en losas y muros)

(2) Bajo la condición que se establece en el apartado A.2.1(1) y siempre que el coeficiente de variación de la resistencia del hormigón no sea superior al 10%, el coeficiente parcial de seguridad para el hormigón se puede reducir a $\gamma_{C,red1} = 1,4$.

A.2.2 Reducción basada en la utilización de datos geométricos reducidos o medidos en el cálculo

(1) Si la obtención de la resistencia de cálculo se basa en datos geométricos críticos, incluyendo el canto útil (véase la figura A19.A.1), que estén:

- reducidos por las desviaciones, o
- medidos en la estructura finalizada,

entonces, los coeficientes parciales de seguridad se pueden reducir a $\gamma_{S,red2} = 1,05$ y $\gamma_{C,red2} = 1,45$.

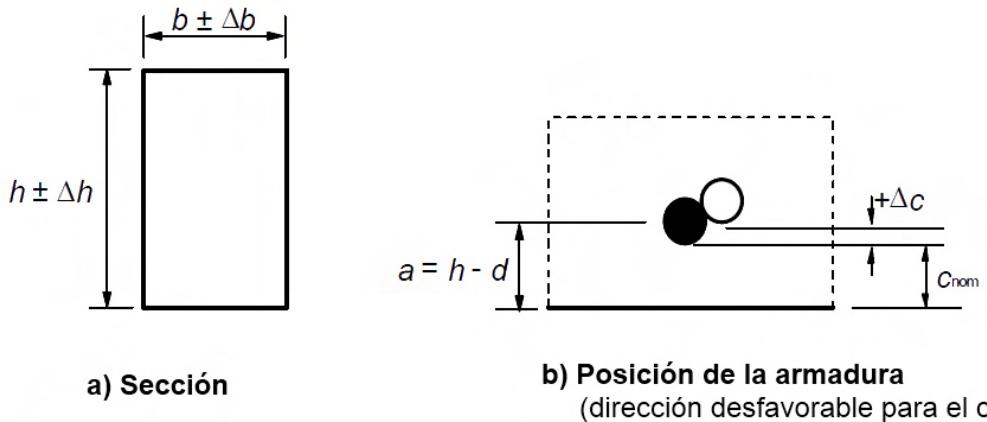


Figura A19.A.1 Imperfecciones de la sección

(2) Bajo las condiciones que se establecen en el apartado A.2.2(1), siempre y cuando el coeficiente de variación de la resistencia del hormigón no sea superior al 10%, el coeficiente parcial para el hormigón se puede reducir a $\gamma_{C,red3} = 1,35$.

A.2.3 Reducción basada en la evaluación de la resistencia del hormigón en la estructura finalizada

(1) Para los valores de la resistencia del hormigón basados en ensayos sobre la estructura o elemento finalizado el valor de γ_c se puede reducir mediante el coeficiente de conversión η , que deberá justificarse documentalmente y que nunca será inferior a $\eta = 0,85$.

El valor de γ_c para el que se aplica esta reducción puede además reducirse de acuerdo con A.2.1 o A.2.2.

El valor resultante del coeficiente parcial no deberá tomarse inferior a $\gamma_{C,red4} = 1,30$.

A.3 Productos prefabricados

A.3.1 Generalidades

(1) Estas disposiciones son de aplicación a productos prefabricados, como los descritos en el apartado 10, asociados a sistemas que aseguren la calidad y con certificado de conformidad.

NOTA: El control de producción en fábrica de los productos prefabricados con marcado CE está certificado por un organismo notificado (Nivel de Certificado 2+).

A.3.2 Coeficientes parciales para los materiales

(1) Los coeficientes parciales reducidos para los materiales, $\gamma_{C,pred}$ y $\gamma_{S,pred}$, se pueden utilizar de acuerdo con las reglas dispuestas en el apartado A.2, siempre que se justifique mediante los procedimientos de control adecuados.

(2) Las recomendaciones para el control de producción necesario en fábrica, con el fin de permitir la utilización de los coeficientes parciales reducidos para los materiales, se establecen en las normas de producto. La norma UNE-EN 13369 recoge las recomendaciones generales.

A.4 Elementos prefabricados

(1) Las reglas que se establecen en el apartado A.2 para estructuras de hormigón in situ se aplican también a elementos prefabricados de hormigón definidos en el apartado 10.1.1.

Apéndice B Métodos recomendados para estimar la deformación de fluencia y retracción

B.1 Ecuaciones básicas para determinar el coeficiente de fluencia

(1) El coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$ se puede calcular a partir de:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (\text{B.1})$$

donde φ_0 es el coeficiente básico de fluencia, que puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (\text{B.2})$$

donde:

φ_{HR} es un coeficiente que permite tener en cuenta el efecto de la humedad relativa sobre el coeficiente básico de fluencia:

$$\varphi_{HR} = 1 + \frac{1-HR/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{si } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.3a})$$

$$\varphi_{HR} = \left[1 + \frac{1-HR/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{si } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.3b})$$

HR es la humedad relativa del ambiente, dada en %

$\beta(f_{cm})$ es un coeficiente que permite tener en cuenta el efecto de la resistencia del hormigón sobre el coeficiente básico de fluencia:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{B.4})$$

f_{cm} es la resistencia media a compresión del hormigón, en N/mm^2 , a la edad de 28 días

$\beta(t_0)$ es un coeficiente que permite tener en cuenta el efecto de la edad de puesta en carga del hormigón sobre el coeficiente básico de fluencia:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,20})} \quad (\text{B.5})$$

h_0 es el tamaño teórico del elemento en mm , donde:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (\text{B.6})$$

A_c es el área de la sección

u es el perímetro del elemento en contacto con la atmósfera

$\beta_c(t, t_0)$ es un coeficiente que describe el desarrollo de la fluencia con el paso del tiempo tras la puesta en carga. Puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)} \right]^{0,3} \quad (\text{B.7})$$

t es la edad del hormigón en días en el momento considerado

t_0 es la edad de puesta en carga del hormigón, en días

$(t - t_0)$ periodo durante el cual se aplica la carga, en días

β_H es un coeficiente que depende de la humedad relativa (HR en %) y del tamaño teórico del elemento (h_0 en mm). Se puede estimar a partir de:

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 \cdot HR)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 \text{ si } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.8a})$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 \cdot HR)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \text{ si } f_{cm} \geq 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.8b})$$

$\alpha_{1/2/3}$ son factores que tienen en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (\text{B.8c})$$

(2) El efecto del tipo de cemento (véase el apartado 3.1.2(6)) sobre el coeficiente de fluencia del hormigón se puede tener en cuenta modificando la edad de puesta en carga, t_0 , en la expresión (B.5), de acuerdo con la siguiente expresión:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (\text{B.9})$$

donde:

$t_{0,T}$ es la edad de puesta en carga del hormigón, en días, corregida en función de la temperatura y de acuerdo con la expresión (B.10)

α es un exponente que depende del tipo de cemento

= -1 para cementos de Clase S.

= 0 para cementos de Clase N.

= 1 para cementos de Clase R.

(3) El efecto de la temperatura alta o baja sobre la madurez de hormigón, dentro del intervalo 0°C – 80°C, se puede tener en cuenta ajustando la edad del hormigón de acuerdo con la siguiente expresión:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i \quad (\text{B.10})$$

donde:

t_T es la edad de puesta en carga del hormigón ajustada, que sustituye al parámetro t en las correspondientes ecuaciones

$T(\Delta t_i)$ es la temperatura en °C durante el periodo de tiempo Δt_i

Δt_i es el número de días en los que predomina una temperatura T .

El coeficiente medio de variación de los datos de fluencia, estimados anteriormente y deducidos a partir de un banco de datos informáticos de resultados de ensayos de laboratorio, es del orden del 20%.

Los valores $\varphi(t, t_0)$ que se establecen en párrafos anteriores deberán estar asociados al módulo de elasticidad tangente E_c .

Cuando se considere satisfactoria una estimación menos precisa, se pueden adoptar los valores que se establecen en la figura A19.3.1 del apartado 3.1.4 para la fluencia del hormigón a una edad de 70 años.

B.2 Ecuaciones básicas para determinar la deformación de retracción por secado

(1) La deformación básica de retracción por secado $\varepsilon_{cd,0}$ se calcula a partir de:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR} \quad (\text{B.11})$$

$$\beta_{HR} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{HR}{HR_0} \right)^3 \right] \quad (\text{B.12})$$

donde:

f_{cm} es la resistencia media a compresión (N/mm^2) ()

$f_{cm0} = 10 N/mm^2$

α_{ds1} es un coeficiente que depende del tipo de cemento (véase el apartado 3.1.2(6))

	= 3 para cemento de Clase S
	= 4 para cemento de Clase N
	= 6 para cemento de Clase R
α_{ds2}	es un coeficiente que depende del tipo de cemento
	= 0,13 para cemento de Clase S
	= 0,12 para cemento de Clase N
	= 0,11 para cemento de Clase R
HR	es la humedad relativa del ambiente (%)
$HR_0 = 100\%$.	

NOTA: $\exp \{ \}$ tiene el mismo significado que $e^{(\cdot)}$.

Apéndice C Propiedades del acero para armaduras pasivas adecuadas para su utilización con este anexo

Se tendrá en cuenta lo indicado en los Artículos 34 y 35 de este Código Estructural.

Apéndice D Propuesta de método de cálculo detallado de las pérdidas por relajación del pretensado

D.1 Generalidades

- (1) En el caso de que las pérdidas por relajación se calculen para diferentes intervalos de tiempo (etapas) donde la tensión en la armadura activa no es constante, por ejemplo debido al acortamiento elástico del hormigón, debe adoptarse un método de tiempo equivalente.
- (2) El concepto del método de tiempo equivalente se muestra en la figura A19.D.1, en la cual en el instante t_i existe una deformación instantánea de la armadura activa, siendo:

$\sigma_{p,i}^-$	la tensión de tracción en la armadura activa justo antes del instante t_i
$\sigma_{p,i}^+$	la tensión de tracción en la armadura activa justo después del instante t_i
$\sigma_{p,i-1}^+$	la tensión de tracción en la armadura activa en la etapa anterior
$\Delta\sigma_{pr,i-1}$	el valor absoluto de la pérdida por relajación en la etapa anterior
$\Delta\sigma_{pr,i}$	el valor absoluto de la pérdida por relajación en la etapa considerada.

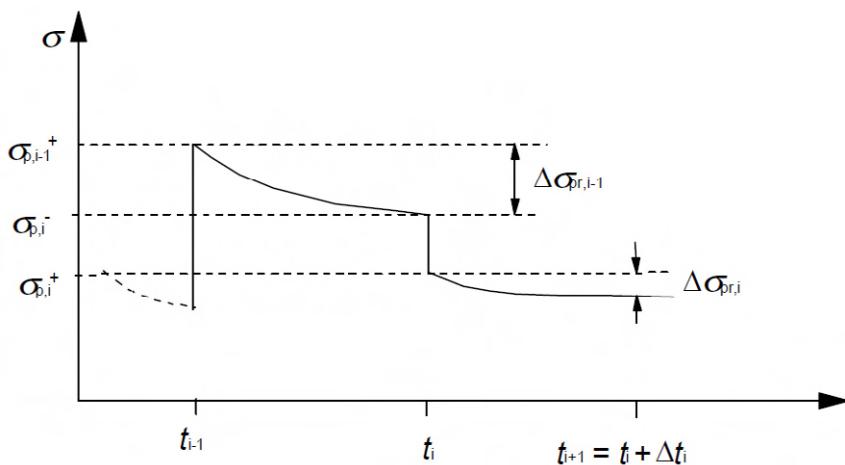


Figura A19.D.1 Método de tiempo equivalente

- (3) Sea $\sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j}$ la suma de todas las pérdidas por relajación de las etapas anteriores y sea t_e el tiempo equivalente (en horas) necesario para obtener dicha suma, de forma que se satisfagan las expresiones de las pérdidas por relajación en función del tiempo establecidas en el apartado 3.3.2(7), con una tensión inicial igual a $\sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j}$ y con $\mu = \frac{\sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j}}{f_{pk}}$.

- (4) Por ejemplo, para una armadura activa de Clase 2, el valor del parámetro t_e que se establece en la expresión (3.29) será:

$$\sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,09\mu} \left(\frac{t_e}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \{ \sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} \} 10^{-5} \quad (\text{D.1})$$

- (5) Despues de resolver la ecuación anterior para t_e , se puede aplicar la misma formulación con el fin de estimar las pérdidas por relajación de la etapa considerada, $\Delta\sigma_{pr,i}$ (donde el tiempo equivalente t_e se añade al intervalo de tiempo considerado):

$$\Delta\sigma_{pr,i} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,09\mu} \left(\frac{t_e + \Delta t_i}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \{ \sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} \} 10^{-5} - \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} \quad (\text{D.2})$$

- (6) Se aplicará el mismo principio para las tres clases de tendones de pretensado.

Apéndice E Clases resistentes indicativas para la durabilidad

E.1 Generalidades

(1) La elección de un hormigón de durabilidad adecuada para la protección contra la corrosión de la armadura, así como la protección al ataque del hormigón, requiere considerar su composición. Esto puede dar lugar a una resistencia a compresión del hormigón mayor que la requerida por el cálculo estructural. La relación entre las clases resistentes del hormigón y las clases de exposición (véase la tabla A19.4.1) se puede describir mediante las clases resistentes indicativas.

(2) Cuando la resistencia elegida sea mayor que la requerida por el cálculo estructural, el valor de f_{ctm} deberá asociarse a la máxima resistencia empleada en el cálculo de la armadura mínima, de acuerdo con los apartados 7.3.2 y 9.2.1.1, así como al control de la abertura de fisuras, de acuerdo con los apartados 7.3.3 y 7.3.4.

Las resistencias características recomendadas se establecen en la tabla A19.E.1 (de acuerdo a lo establecido en el apartado 43.2 de este Código Estructural).

Tabla A19.E.1 Resistencia característica recomendada para el hormigón

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición																				
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
Masa	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30
Armado	25	25	25	30	30	30	35	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Pretensado	25	25	25	30	30	30	35	35	35	30	30	30	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30

Apéndice F Expresiones recomendadas para la armadura de tracción bajo condiciones de tensión plana

F.1 Generalidades

- (1) Este apéndice no incluye expresiones para la armadura comprimida.
- (2) La armadura de tracción en un elemento sometido a tensiones planas ortogonales σ_{Edx} , σ_{Edy} y τ_{Edxy} puede calcularse empleando el procedimiento que a continuación se expone. Las tensiones de compresión deben tomarse como positivas, con $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$, y la dirección de la armadura debe coincidir con los ejes x e y .

La resistencia a tracción que proporciona la armadura debe determinarse a partir de:

$$f_{tdx} = \rho_x f_{yd} \text{ y } f_{tdy} = \rho_y f_{yd} \quad (\text{F.1})$$

donde ρ_x y ρ_y son las cuantías geométricas de armadura a lo largo de los ejes x e y , respectivamente.

- (3) En los puntos en los que σ_{Edx} y σ_{Edy} sean ambas de compresión y $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edxy}^2$, no se necesita armadura de cálculo. No obstante, la máxima tensión de compresión no debe superar f_{cd} (véase el apartado 3.1.6).

- (4) En los puntos en los que σ_{Edy} sea de tracción o $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$, se necesita armadura.

El armado óptimo, indicado con el superíndice ' , y las tensiones en el hormigón asociadas se determinan mediante:

Para $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad (\text{F.2})$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.3})$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edy}| \quad (\text{F.4})$$

Para $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 \quad (\text{F.5})$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.6})$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \left(1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right) \quad (\text{F.7})$$

La tensión del hormigón, σ_{cd} , debe comprobarse con un modelo realista de secciones fisuradas (véase Anejo 21 de este Código Estructural), pero normalmente no debe superar νf_{cd} (ν puede obtenerse de la expresión (6.5)).

NOTA: Se obtiene la armadura mínima si las direcciones de armado son idénticas a las direcciones de las tensiones principales.

Alternativamente, para el caso general, la armadura necesaria y las tensiones en el hormigón pueden determinarse mediante:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| \cot \theta - \sigma_{Edx} \quad (\text{F.8})$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| \cot \theta - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.9})$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \quad (\text{F.10})$$

donde θ es el ángulo que forma la tensión principal de compresión del hormigón con el eje x .

NOTA: El valor de $\cot \theta$ debe tomarse de forma que se eviten valores de compresión para f_{td} .

Con el fin de evitar fisuras inadmisibles para el Estado Límite de Servicio y para asegurar la capacidad de deformación requerida en Estado Límite Último, la armadura calculada mediante las expresiones (F.8) y (F.9) para cada dirección, no debe ser ni superior al doble, ni inferior a la mitad de la armadura determinada mediante las expresiones (F.2) y (F.3) o (F.5) y (F.6). Estas limitaciones se expresan mediante $\frac{1}{2}f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2f'_{tdx}$ y $\frac{1}{2}f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2f'_{tdy}$.

(5) La armadura debe quedar completamente anclada en todos los extremos libres, por ejemplo mediante barras en U o un método similar.

Apéndice G Recomendaciones para la consideración de la interacción suelo-estructura

G.1 Cimentaciones superficiales

G.1.1 Generalidades

- (1) Debe considerarse la interacción entre el terreno, la cimentación y la superestructura. La distribución de la presión de contacto en las cimentaciones y los esfuerzos en los pilares dependen de los asientos relativos.
- (2) En general, el problema puede resolverse asegurando que los desplazamientos y las reacciones asociadas del terreno y de la estructura son compatibles.
- (3) Aunque el procedimiento general mencionado anteriormente es adecuado, todavía existen muchas incertidumbres a causa de la secuencia de cargas y los efectos de la fluencia. Por esta razón, normalmente se definen distintos niveles de análisis dependiendo del grado de precisión de los modelos mecánicos.
- (4) Si la superestructura se considera como flexible, entonces, las cargas transmitidas no dependen de los asientos relativos, ya que la estructura no tiene rigidez. En este caso, las cargas ya no son desconocidas y el problema se reduce al análisis de una cimentación en un suelo deformable.
- (5) Si la superestructura se considera como rígida, entonces las cargas no conocidas de la cimentación pueden obtenerse mediante la condición de que los asientos se produzcan en un plano. Debe comprobarse que esta rigidez existe hasta que se alcanza el Estado Límite Último.
- (6) Surge un esquema más simplificado si el sistema de cimentación puede suponerse como rígido, o si el terreno de apoyo es muy rígido. En ambos casos se pueden despreciar los asientos relativos y no se necesita modificar las cargas transmitidas desde la superestructura.
- (7) Para determinar la rigidez aproximada del sistema estructural, puede hacerse un análisis en el que se compare la rigidez combinada de la cimentación, los pórticos y las pantallas, con la rigidez del terreno. Esta rigidez relativa, K_R , determinará si la cimentación o el sistema estructural deben considerarse como rígidos o como flexibles. Puede emplearse la siguiente expresión para estructuras de edificación:

$$K_R = (EJ)_S / (El^3) \quad (\text{G.1})$$

donde:

- $(EJ)_S$ es el valor aproximado de la rigidez a flexión por unidad de ancho de la estructura de edificación considerada, obtenido sumando la rigidez a flexión de la cimentación de cada pórtico y de cada pantalla
- E es el módulo de deformación del terreno
- l es la longitud de la cimentación.

Una rigidez relativa superior a 0,5 indica que el sistema estructural es rígido.

G.1.2 Niveles de análisis

- (1) Para el dimensionamiento son admisibles los siguientes niveles de análisis:

Nivel 0: En este nivel, puede suponerse una distribución lineal de la presión de contacto.

Deben satisfacerse las siguientes condiciones iniciales:

- la presión de contacto no superará los valores de cálculo tanto de los Estados Límite de Servicio como de los Estados Límite Últimos;

- en Estado Límite de Servicio el sistema estructural no se verá afectado por los asientos, o los asientos diferenciales esperados no serán significativos;
- en Estado Límite Último, el sistema estructural tiene la suficiente capacidad de deformación plástica como para que las diferencias entre asientos no afecten al cálculo.

Nivel 1: La presión de contacto puede determinarse teniendo en cuenta la rigidez relativa de la cimentación y del terreno, y evaluarse las deformaciones resultantes para comprobar que se encuentran dentro de los límites admisibles.

Deben satisfacerse las siguientes condiciones iniciales:

- existe experiencia suficiente que permite demostrar que las condiciones de servicio de la superestructura no son susceptibles de quedar afectadas por la deformación del terreno;
- en Estado Límite Último el sistema estructural tiene un comportamiento dúctil adecuado.

Nivel 2: En este nivel de análisis, se considera la influencia de las deformaciones del terreno sobre la superestructura. La estructura se analiza teniendo en cuenta las deformaciones impuestas de la cimentación con el fin de determinar las correcciones que se deben realizar en las cargas aplicadas en las cimentaciones. En el caso de que las correcciones resultantes sean significativas ($> |10\%|$), deberá adoptarse el Nivel 3 de análisis.

Nivel 3: Consiste en un procedimiento de interacción completa que tiene en cuenta la estructura, las cimentaciones y el terreno.

Apéndice H Propuesta para la consideración de los efectos globales de segundo orden en las estructuras

H.1 Criterios para despreciar los efectos de segundo orden

H.1.1 Generalidades

(1) El apartado H.1 establece los criterios para las estructuras en las que no se cumplen las condiciones del apartado 5.8.3.3(1). Los criterios se basan en el apartado 5.8.2(6) y tienen en cuenta las deformaciones producidas por la flexión global y el esfuerzo cortante, tal como se define en la figura A19.H.1.

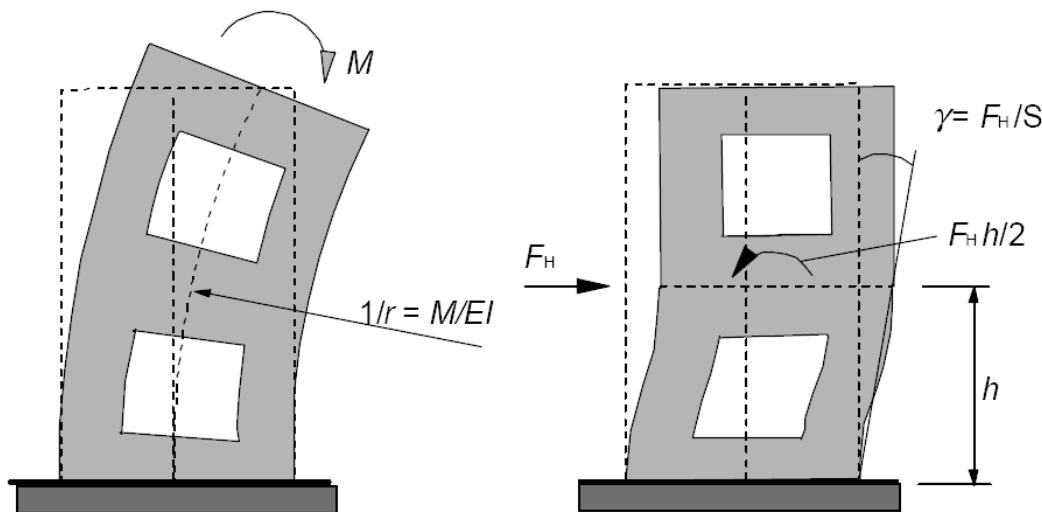


Figura A19.H.1 Definición de las deformaciones producidas por la flexión global y el esfuerzo cortante ($1/r$ y γ respectivamente) y las rigideces correspondientes (EI y S respectivamente)

H.1.2 Sistema de arriostramiento sin deformaciones significativas de cortante

(1) Para un sistema de arriostramiento sin deformaciones significativas de cortante (por ejemplo, las pantallas sin huecos), se podrán ignorar los efectos globales de segundo orden si:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,BB} \quad (\text{H.1})$$

donde:

$F_{V,Ed}$ es la carga vertical total (en elementos arriostrados y de arriostramiento)

$F_{V,BB}$ es la carga global nominal de pandeo para flexión global, véase el punto (2).

(2) La carga global nominal de pandeo para flexión global puede tomarse como:

$$F_{V,BB} = \xi \sum EI / L^2 \quad (\text{H.2})$$

donde:

ξ es un coeficiente que depende del número de plantas, la variación de la rigidez, la rigidez de la coacción en la base y la distribución de cargas; véase el punto (4)

$\sum EI$ es la suma de las rigideces a flexión de los elementos de arriostramiento en la dirección considerada, incluyendo los posibles efectos de la fisuración; véase el punto (3)

L es la altura total de edificio sobre el nivel del empotramiento.

(3) Para un elemento de arriostramiento con sección fisurada se puede utilizar la siguiente expresión en ausencia de una evaluación más precisa de la rigidez:

$$EI \approx 0,4E_{cd}I_c \quad (\text{H.3})$$

donde:

$E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{CE}$ es el valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón, véase el apartado 5.8.6(3)

I_c momento de inercia del elemento de arriostramiento.

Si se demuestra que la sección no está fisurada en Estado Límite Último en la expresión (H.3) la constante 0,4 puede sustituirse por 0,8.

(4) Si los elementos de arriostramiento tienen una rigidez constante a lo largo de la altura y la carga vertical total aumenta en la misma proporción por planta, entonces ξ puede tomarse como:

$$\xi = 7,8 \cdot \frac{n_s}{n_s+1,6} \cdot \frac{1}{1+3,9k} \quad (\text{H.4})$$

donde:

n_s es el número de plantas

k es la flexibilidad relativa del empotramiento, véase el punto (5).

(5) La flexibilidad relativa del empotramiento en la base se define como:

$$k = (\theta/M) \cdot (EI/L) \quad (\text{H.5})$$

donde:

θ es el giro para el momento flector M

EI es la rigidez de acuerdo con el punto (3)

L es la altura total de la unidad de arriostramiento.

NOTA: Para $k = 0$, es decir, un empotramiento perfecto, las expresiones (H.1) – (H.4) pueden combinarse para establecer la expresión (5.18), en la que el coeficiente 0,31 es el producto de $0,1 \cdot 0,4 \cdot 7,8 \approx 0,31$.

H.1.3 Sistema de arriostramiento con deformaciones significativas de cortante

(1) Podrán despreciarse los efectos globales de segundo orden si se satisface la siguiente condición:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,B} = 0,1 \cdot \frac{F_{V,BB}}{1+F_{V,BB}/F_{V,BS}} \quad (\text{H.6})$$

donde:

$F_{V,B}$ es la carga global de pandeo teniendo en cuenta la flexión y el cortante globales

$F_{V,BB}$ es la carga global de pandeo para flexión pura, véase el apartado H.1.2(2)

$F_{V,BS}$ es la carga global de pandeo para cortante puro, $F_{V,BS} = \sum S$

$\sum S$ es la rigidez total a cortante (fuerza por ángulo de cortante) de las unidades de arriostramiento (véase la figura A19.H.1).

NOTA: La deformación global de cortante de una unidad de arriostramiento normalmente está condicionada, en mayor medida, por las deformaciones de flexión locales (figura A19.H.1). Por tanto, en ausencia de un análisis más preciso, se puede tener en cuenta la fisuración para S de la misma manera que para EI ; véase H.1.2(3).

H.2 Métodos de cálculo de los efectos globales de segundo orden

(1) Este apartado se basa en el análisis lineal de segundo orden de acuerdo con el apartado 5.8.7. Los efectos globales de segundo orden pueden tenerse en cuenta analizando la estructura frente a fuerzas horizontales ficticias y mayoradas $F_{H,Ed}$:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{V,Ed}/F_{V,B}} \quad (\text{H.7})$$

donde:

$F_{H,0Ed}$ es la fuerza horizontal de primer orden debida al viento, imperfecciones, etc.

$F_{V,Ed}$ es la carga vertical total sobre los elementos de arriostramiento y arriostrados

$F_{V,B}$ es la carga global nominal de pandeo, véase el punto (2).

(2) La carga de pandeo, $F_{V,B}$, puede determinarse de acuerdo con el apartado H.1.3 (o el apartado H.1.2 si las deformaciones globales de cortante son despreciables). No obstante, en este caso deben emplearse valores de la rigidez nominal acordes con el apartado 5.8.7.2, incluyendo el efecto de la fluencia.

(3) En los casos en los que no esté definida la carga global de pandeo $F_{V,B}$, puede emplearse la expresión siguiente:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{H,1Ed}/F_{H,0Ed}} \quad (\text{H.8})$$

donde:

$F_{H,1Ed}$ es la fuerza horizontal ficticia, que da lugar a los mismos momentos que una carga vertical, $N_{V,Ed}$, que actúa sobre la estructura deformada, con una deformación producida por $F_{H,0Ed}$ (deformación de primer orden) y calculada con los valores nominales de rigidez acordes con el apartado 5.8.7.2

NOTA: La expresión (H.8) proviene de un cálculo numérico paso a paso en el que el efecto de la carga vertical y los incrementos de deformación, expresados como fuerzas horizontales equivalentes, se añaden en iteraciones consecutivas. Los incrementos formarán series geométricas después de unas pocas iteraciones. Suponiendo que esto sucede incluso en la primera iteración, (lo que es análogo a suponer que $\beta = 1$ en el apartado 5.8.7.3(3)), la suma puede expresarse como en la expresión (H.8). Esta hipótesis requiere que los valores de las rigideces que representan el estado final de deformaciones se empleen en todas las iteraciones (nótese que esto es también la hipótesis básica que hay detrás del análisis basado en valores nominales de la rigidez).

En otros casos, por ejemplo si se supone que en la primera iteración las secciones no están fisuradas y se detecta que la fisuración se produce en iteraciones posteriores, o si la distribución de las fuerzas horizontales equivalentes cambia de forma significativa en las primeras iteraciones, deberán incluirse más iteraciones en el análisis hasta alcanzar la hipótesis de una serie geométrica. A continuación se presenta un ejemplo con dos iteraciones más que en la expresión (H.8):

$$F_{H,Ed} = F_{H,0Ed} + F_{H,1Ed} + F_{H,2Ed}/(1 - F_{H,3Ed}/F_{H,2Ed})$$

Apéndice I Recomendaciones para el análisis de losas planas y pantallas

I.1 Losas planas

I.1.1 Generalidades

(1) Para el propósito de este apéndice, las losas planas tendrán un espesor uniforme o podrán incorporar regresamientos (ábacos) sobre los pilares.

(2) Las losas planas deben analizarse empleando un método de cálculo contrastado, como el del emparrillado (en el que la placa se idealiza como un conjunto de elementos discretos interconectados), elementos finitos, límite elástico o pórtico equivalente. Deben emplearse las propiedades geométricas y de los materiales adecuadas.

I.1.2 Cálculo del pórtico equivalente

(1) La estructura debe dividirse longitudinal y transversalmente en pórticos formados por pilares y secciones de las losas contenidas entre las líneas centrales de los paños adyacentes (área comprendida entre cuatro soportes adyacentes). La rigidez de los elementos puede calcularse a partir de sus secciones brutas. Para cargas verticales la rigidez puede basarse en el ancho total de los paños. Para cargas horizontales el 40% de este valor debe emplearse para representar el incremento de la flexibilidad en las uniones pilar/losa en las estructuras de losas planas, en comparación con las uniones pilar/viga. Debe emplearse la carga total del paño para el análisis en cada dirección.

(2) Los momentos flectores totales obtenidos a partir del cálculo deben distribuirse a lo largo del ancho de la losa. En el análisis elástico, los momentos negativos tienden a concentrarse en las líneas centrales de los pilares.

(3) Debe suponerse que los paños se dividen en bandas sobre los pilares y bandas intermedias (véase la figura A19.I.1). Los momentos flectores deben distribuirse tal como se indica en la tabla A19.I.1.

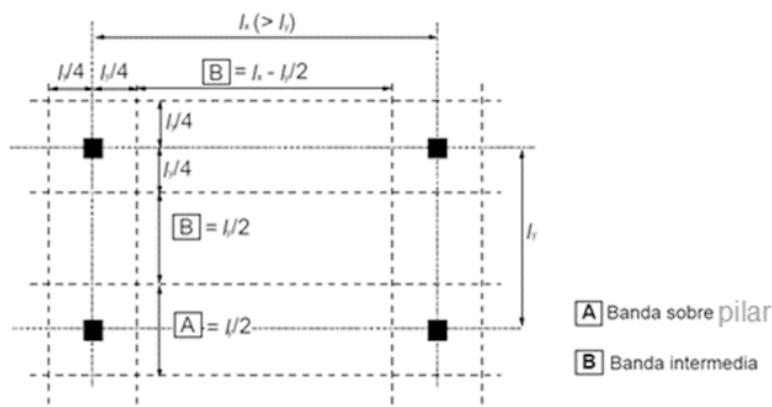


Figura A19.I.1 División de los paños en losas planas

NOTA: Cuando se utilicen regresamientos (ábacos) de una anchura $> (l_y/3)$, las bandas sobre los pilares deben tomarse iguales al ancho de dichos regresamientos (ábacos). De esta manera, el ancho de las bandas intermedias deberá ajustarse en consecuencia.

Tabla A19.I.1 Reparto simplificado del momento flector para losas planas

	Momentos negativos	Momentos positivos
Banda sobre pilar	60% – 80%	50% – 70%
Banda intermedia	40% – 20%	50% – 30%
NOTA: Los momentos negativos y positivos que deben resistir el pilar y las bandas intermedias siempre deben sumar 100%.		

(4) Cuando el ancho de la banda sobre el pilar sea distinto a $0,5I_x$ (como se muestra en la figura A19.I.1) y se iguale al ancho del regresamiento (ábaco), el ancho de la banda intermedia debe ajustarse en consecuencia.

(5) Salvo que existan vigas perimetrales, dimensionadas a torsión, los momentos transmitidos a los pilares de borde o de esquina deben limitarse al momento resistente de la sección rectangular igual a $0,17b_e d^2 f_{ck}$ (véase la figura A19.9.9 para la definición de b_e). El momento positivo en el vano extremo debe ajustarse en consecuencia.

I.1.3 Distribución irregular de los pilares

(1) Cuando debido a una distribución irregular de los pilares, la losa plana no pueda ser razonablemente analizada mediante el método del pórtico equivalente, puede emplearse un emparrillado u otro método elástico. En este caso suele ser suficiente la siguiente aproximación simplificada:

- i) analizar la losa con la carga total, $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$, en todos los paños,
- ii) los momentos en el centro de vano y sobre el pilar deben aumentarse para tener en cuenta los efectos de la distribución de cargas. Esto puede lograrse cargando un paño crítico (o paños) con $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ y el resto de la losa con $\gamma_G G_k$. En el caso de que pueda existir una variación significativa entre las cargas permanentes de los distintos paños, γ_G debe tomarse $\gamma_G = 1$ para los paños descargados,
- iii) los efectos de esta carga particular pueden entonces aplicarse a otros paños y soportes críticos de manera similar.

(2) Deben aplicarse las restricciones relativas a la transmisión de momentos a los pilares de borde establecidas en el apartado I.1.2(5).

I.2 Pantallas

(1) Las pantallas son muros de hormigón en masa o armado que contribuyen a la estabilidad lateral de la estructura.

(2) La carga lateral resistida por cada pantalla en la estructura debe obtenerse a partir de un análisis global de la estructura, teniendo en cuenta las cargas aplicadas, las excentricidades de las cargas respecto al centro de esfuerzos cortantes de la estructura y la interacción entre los distintos muros estructurales.

(3) Deben considerarse los efectos de la asimetría de la carga de viento (de acuerdo a la reglamentación específica de acciones vigente).

(4) Debe tenerse en cuenta la combinación de los efectos de la carga axil y el cortante.

(5) Además de los otros criterios de servicio de este Código, debe considerarse el efecto del movimiento horizontal de las pantallas sobre los ocupantes de la estructura, (véase Anejo 18 de este Código Estructural).

(6) En el caso de estructuras de edificación que no superen las 25 plantas, si la distribución en planta de las pantallas es sensiblemente simétrica y las pantallas no tienen huecos que produzcan deformaciones globales por cortante significativas, la carga lateral resistida por una pantalla podrá obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$P_n = \frac{P \cdot (EI)_n}{\sum(EI)} \pm \frac{(P \cdot e) \cdot y_n \cdot (EI)_n}{\sum(EI) \cdot y_n^2} \quad (\text{I.1})$$

donde:

- P_n es la carga lateral en la pantalla n
 $(EI)_n$ es la rigidez de la pantalla n
 P es la carga aplicada
 e es la excentricidad de P con respecto al centro de gravedad de las rigideces (véase la figura A19.I.3)
 y_n es la distancia de la pantalla n al centro de gravedad de las rigideces.

(7) Si los elementos, con o sin deformaciones por cortante significativas, se combinan a través del sistema de arriostramiento, el cálculo deberá tener en cuenta tanto la deformación a cortante como la deformación a flexión.

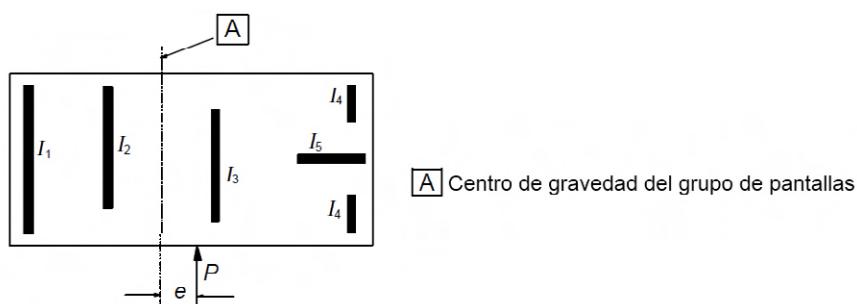


Figura A19.I.3 Excentricidad de la carga respecto al centro de gravedad de las pantallas

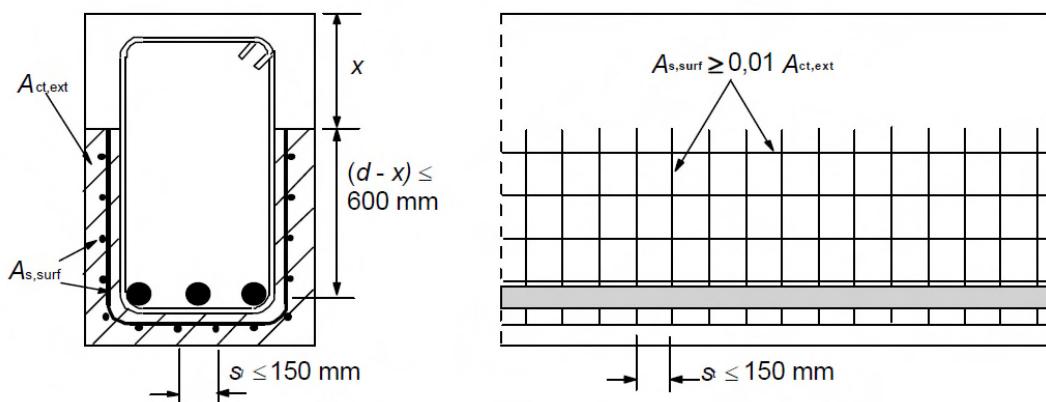
Apéndice J Ejemplos de definición de los detalles de proyecto para situaciones particulares

J.1 Armadura de piel

(1) La armadura de piel para resistir el desconchamiento debe emplearse cuando la armadura principal esté formada por:

- barras con un diámetro superior a 32 mm , o
- grupos de barras con un diámetro equivalente superior a 32 mm (véase el apartado 8.8).

La armadura de piel debe consistir en una malla electrosoldada o en barras de pequeño diámetro y disponerse fuera de los cercos tal como se indica en la figura A19.J.1.



x es la profundidad de la fibra neutra en ELU

Figura A19J.1 Ejemplo de armadura de piel

(2) El área de la armadura de piel $A_{s,surf}$ no debe ser inferior a $A_{s,surfmin}$ en las dos direcciones, paralela y ortogonal a la armadura de tracción de la viga. El valor mínimo será $A_{s,surfmin} = 0,01A_{ct,ext}$, donde $A_{ct,ext}$ el área de hormigón del recubrimiento, exterior a los cercos (véase la figura A19.J.1).

(3) En el caso de que el recubrimiento de la armadura sea superior a 70 mm , para mejorar la durabilidad debe emplearse una armadura de piel similar, con un área de $0,005A_{ct,ext}$ en cada dirección.

(4) El recubrimiento mínimo necesario para la armadura de piel se indica en el apartado 43.4.1 de este Código Estructural.

(5) Las barras longitudinales de la armadura de piel pueden tomarse como armadura longitudinal resistente a flexión y las barras transversales como armadura resistente de cortante, siempre que se cumplan los requisitos para la colocación y el anclaje de este tipo de armaduras.

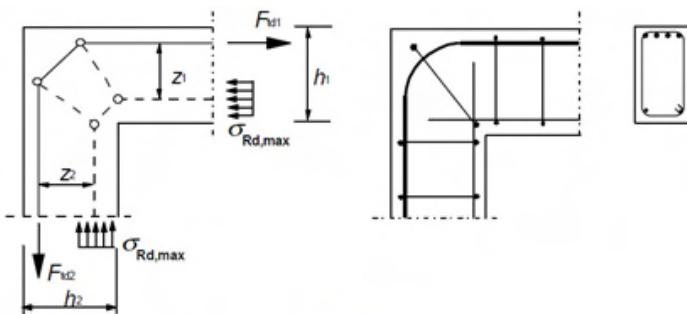
J.2 Esquinas de pórticos

J.2.1 Generalidades

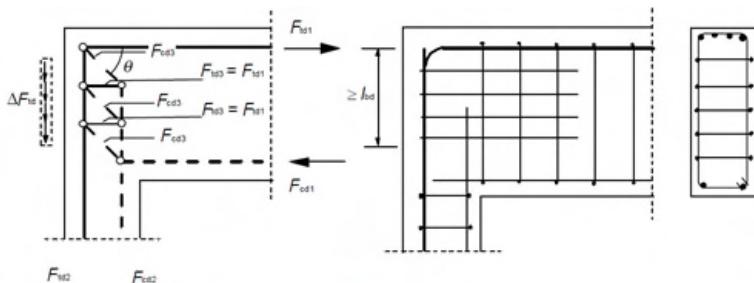
(1) La resistencia del hormigón $\sigma_{Rd,max}$ debe determinarse de acuerdo con el apartado 6.5.2 (zonas comprimidas con o sin armadura transversal).

J.2.2 Esquinas de pórticos con momentos negativos

- (1) Para un canto aproximadamente igual de viga y pilar ($2/3 < h_2/h_1 < 3/2$) (véase la figura A19.J.2(a)), no es necesario comprobar los cercos ni las longitudes de anclaje en las uniones viga–pilar, siempre que la armadura de tracción de la viga esté doblada alrededor de la esquina.
- (2) La figura A19.J.2(b) muestra un modelo de bielas y tirantes para $h_2/h_1 < 2/3$ para un rango limitado de tan θ definido por los valores $0,4 \leq \tan \theta \leq 1,0$.
- (3) La longitud de anclaje l_{bd} debe determinarse para la fuerza $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$.
- (4) La armadura debe disponerse para soportar fuerzas de tracción transversales perpendiculares al plano del nudo.



(a) Canto muy similar de viga y pilar

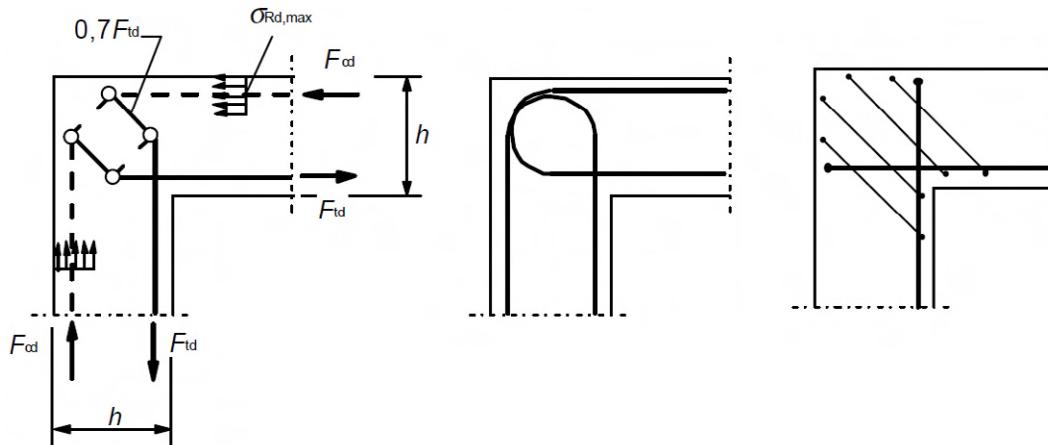


(b) Canto muy diferente de viga y pilar

Figura A19.J.2 Esquina de pórtico con momento negativo. Modelo y armado

J.2.3 Esquinas de pórticos con momentos positivos

- (1) Para un canto aproximadamente igual de viga y pilar, pueden emplearse los modelos de bielas y tirantes establecidos en las figuras J.3(a) y J.4(a). La armadura debe disponerse en forma de lazo en la región de la esquina, o como dos barras en U superpuestas en combinación con cercos inclinados, tal como se muestra en las figuras A19.J.3(b) y (c) y en las figuras A19.J.4(b) y (c).

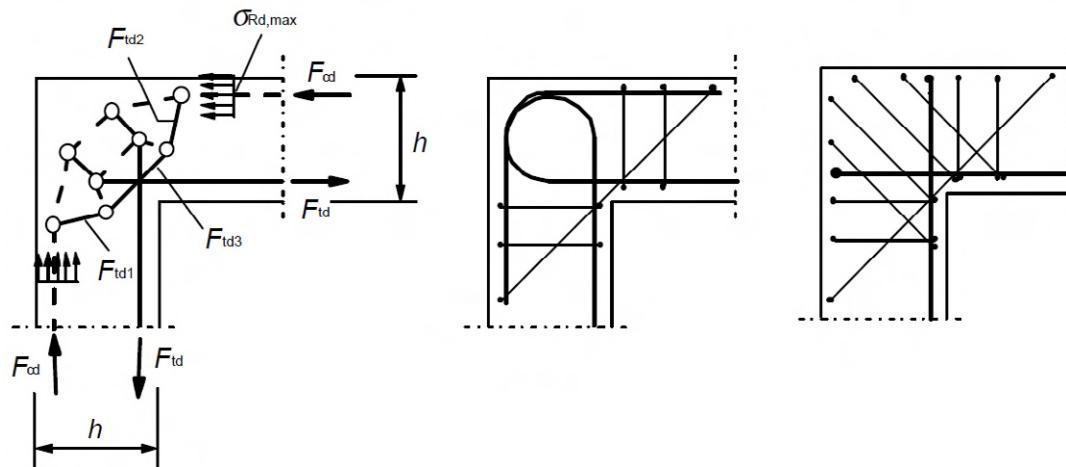


a) Modelo de bielas y tirantes

b) y c) Detalles de armado

fA19.J.3 Esquina de pórtico con un momento positivo moderado (por ejemplo $A_S/bh \leq 2\%$)

(2) Para momentos positivos elevados, deben disponerse una barra diagonal y cercos, tal como se muestra en la figura A19.J.4, para prevenir el desconchamiento.



a) Modelo de bielas y tirantes

b) y c) Detalles de armado

Figura A19.J.4 Esquina de pórtico con un momento positivo elevado (por ejemplo $A_S/bh > 2\%$)

J.3 Ménsulas cortas

(1) Las ménsulas cortas ($a_c < z_0$) pueden calcularse empleando modelos de bielas y tirantes como los descritos en el apartado 6.5 (véase la figura A19.J.5). La inclinación de la biela está limitada por $1,0 \leq \tan \theta \leq 2,5$.

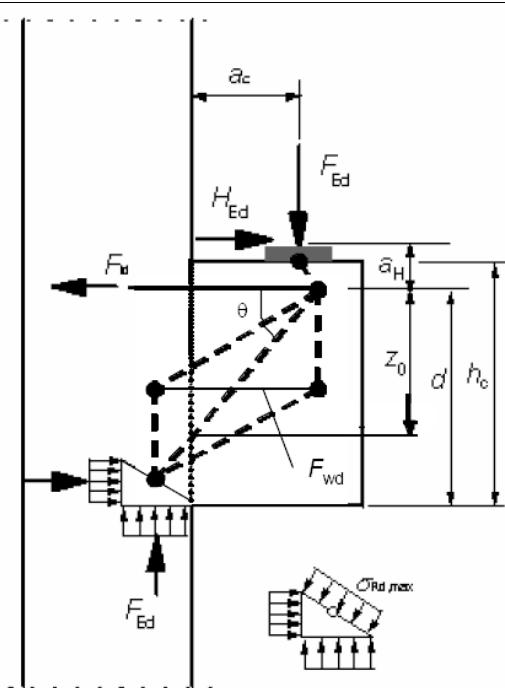


Figura J.5 Modelo de bielas y tirantes de una ménsula corta

- (2) Si $a_c < 0,5h_c$ deben disponerse cercos próximos horizontales o inclinados con $A_{s,lnk} \geq k_1 A_{s,main}$, junto con la armadura principal de tracción (véase la figura A19.J.6(a)). El valor de k_1 a utilizar será $k_1 = 0,25$.
- (3) Si $a_c > 0,5h_c$ y $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ (véase el apartado 6.2.2), deben disponerse cercos verticales próximos, $A_{s,lnk} \geq k_2 F_{Ed} / f_{yd}$, además de la armadura de tracción principal (véase la figura A19.J.6(b)). El valor de k_2 a utilizar será $k_2 = 0,5$.
- (4) La armadura principal de tracción debe anclarse en sus dos extremos. Esta armadura debe anclarse al elemento de apoyo en su cara más alejada y la longitud de anclaje debe medirse a partir de la posición de la armadura vertical de la cara más próxima. La armadura debe anclarse en la ménsula corta y la longitud de anclaje debe medirse desde la cara interna de la placa de carga.
- (5) Si se establecen requisitos especiales para limitar la fisuración, será eficaz la utilización de cercos inclinados en la zona de arranque de la ménsula corta.

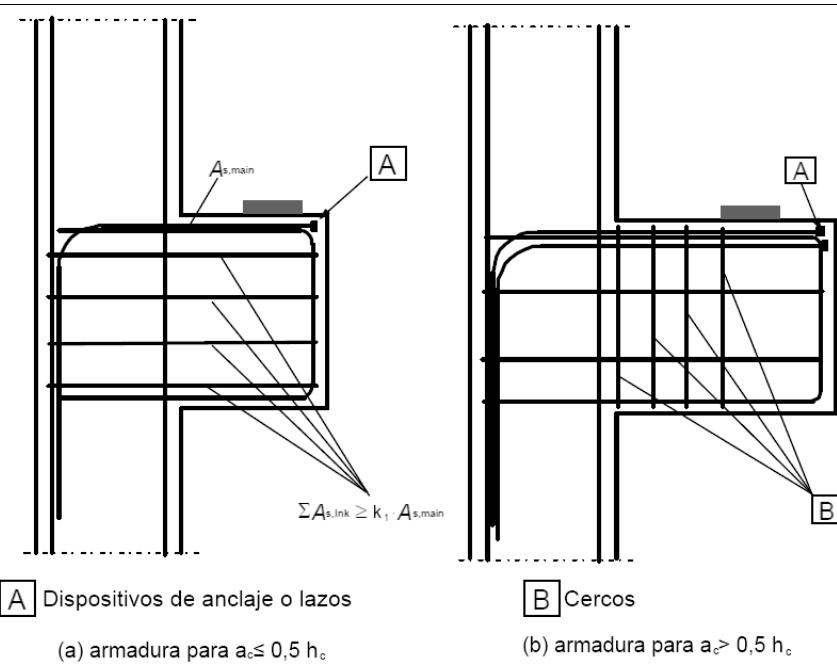


Figura A19.J.6 Detalles de armado de una ménsula corta

ANEJO 20

Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego**Contenido****1 GENERALIDADES.**

- 1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN DE ESTE ANEJO.
- 1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA.
- 1.5 DEFINICIONES.
 - 1.5.1 *temperatura crítica de la armadura:*
 - 1.5.2 *muro cortafuegos:*
 - 1.5.3 *máximo nivel de tensión:*
 - 1.5.4 *parte de estructura:*
 - 1.5.5 *capas de protección:*
 - 1.5.6 *sección transversal reducida:*
- 1.6 SÍMBOLOS.
 - 1.6.1 *Símbolos adicionales a los indicados en este anexo.*
 - 1.6.2 *Subíndices adicionales a los indicados en este anexo:*

2 BASES DE PROYECTO.

- 2.1 REQUISITOS.
 - 2.1.1 *Generalidades.*
 - 2.1.2 *Exposición nominal al fuego.*
 - 2.1.3 *Exposición al fuego paramétrico.*
- 2.2 ACCIONES.
- 2.3 VALORES DE CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.
- 2.4 MÉTODOS DE COMPROBACIÓN.
 - 2.4.1 *Generalidades.*
 - 2.4.2 *Análisis por elementos aislados.*
 - 2.4.3 *Análisis de parte de la estructura.*
 - 2.4.4 *Análisis global de la estructura.*

3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

- 3.1 GENERALIDADES.
- 3.2 PROPIEDADES DE RESISTENCIA Y DEFORMACIÓN A TEMPERATURAS ELEVADAS.
 - 3.2.1 *Generalidades.*
 - 3.2.2 *Hormigón.*
 - 3.2.2.1 Hormigón comprimido.
 - 3.2.2.2 Resistencia a tracción.
 - 3.2.3 *Acero para armaduras pasivas.*
 - 3.2.4 *Acero para armaduras activas.*
- 3.3 PROPIEDADES FÍSICAS Y TÉRMICAS DEL HORMIGÓN CON ÁRIDOS SILÍCEOS Y CALCÁREOS.
 - 3.3.1 *Elongación térmica.*
 - 3.3.2 *Calor específico.*
 - 3.3.3 *Conductividad térmica.*
- 3.4 ELONGACIÓN TÉRMICA DEL ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS Y ACTIVAS.

4. PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO.

- 4.1 GENERALIDADES.
- 4.2 MÉTODO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO.
 - 4.2.1 *Generalidades.*
 - 4.2.2 *Perfiles de temperatura.*
 - 4.2.3 *Sección transversal reducida.*
 - 4.2.4 *Reducción de la resistencia.*
 - 4.2.4.1 Generalidades.
 - 4.2.4.2 Hormigón.
 - 4.2.4.3 Acero.
- 4.3 MÉTODOS DE CÁLCULO AVANZADOS.
 - 4.3.1 *Generalidades.*

- 4.3.2 *Respuesta térmica.*
- 4.3.3 *Respuesta mecánica.*
- 4.4 CORTANTE, TORSIÓN Y ANCLAJE .
- 4.5 DESCONCHADO .
 - 4.5.1 *Desconchado explosivo.*
 - 4.5.2 *Desprendimiento del hormigón.*
- 4.6 UNIONES.
- 4.7 CAPAS DE PROTECCIÓN .

5 DATOS TABULADOS.

- 5.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.
- 5.2 REGLAS GENERALES DE CÁLCULO.
- 5.3 PILARES.
 - 5.3.1 *Generalidades.*
- 5.4 MUROS.
 - 5.4.1 *Muros de sectorización no portantes.*
 - 5.4.2 *Muros portantes macizos.*
 - 5.4.3 *Muros cortafuegos.*
- 5.5 ELEMENTOS EN TRACCIÓN.
- 5.6 VIGAS.
 - 5.6.1 *Generalidades.*
 - 5.6.2 *Vigas simplemente apoyadas.*
 - 5.6.4 *Vigas expuestas en todas sus caras.*
- 5.7 LOSAS.
 - 5.7.1 *Generalidades.*
 - 5.7.2 *Losas macizas simplemente apoyadas.*
 - 5.7.3 *Losas macizas continuas.*
 - 5.7.4 *Losas planas.*
 - 5.7.5 *Losas nervadas.*

6 HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA.

- 6.1 GENERALIDADES.
- 6.2 DESCONCHADO.
- 6.3 PROPIEDADES TÉRMICAS.
- 6.4 CÁLCULO ESTRUCTURAL.
 - 6.4.1 *Cálculo de la capacidad portante.*
 - 6.4.2 *Métodos de cálculo simplificados.*
 - 6.4.2.1 Pilares y muros.
 - 6.4.2.2 Vigas y losas.
 - 6.4.3 *Datos tabulados.*

APÉNDICE A. RECOMENDACIONES PARA LOS PERFILES DE TEMPERATURA.

APÉNDICE B. MÉTODOS DE CÁLCULO SIMPLIFICADOS RECOMENDADOS.

- B.1 MÉTODO DE LA ISOTERMA 500 °C .
 - B.1.1 *Principio y campo de aplicación.*
 - B.1.2 *Procedimiento de cálculo de una sección transversal de hormigón armado sometida a flexocompresión.*
- B.2 MÉTODO DE LAS ZONAS.
- B.3 EVALUACIÓN DE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL DE HORMIGÓN ARMADO EXPUESTA A FLEXOCOMPRESIÓN MEDIANTE EL MÉTODO BASADO EN LA ESTIMACIÓN DE CURVATURA.
 - B.3.1 *Pandeo de pilares en la situación de incendio.*
 - B.3.2 *Procedimiento de evaluación de la resistencia al fuego de las secciones de pilares.*

APÉNDICE C. RECOMENDACIONES SOBRE PANDEO DE PILARES EN LA SITUACIÓN DE INCENDIO.

APÉNDICE D. MÉTODOS RECOMENDADOS DE CÁLCULO DEL ESFUERZO CORTANTE, LA TORSIÓN Y EL ANCLAJE DE LAS ARMADURAS.

- D.1 REGLAS GENERALES.
- D.2 ARMADURA DE CORTANTE Y TORSIÓN.
- D.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A ESFUERZO CORTANTE DE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL DE HORMIGÓN ARMADO.
- D.4 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A TORSIÓN DE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL DE HORMIGÓN ARMADO.

APÉNDICE E. MÉTODO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO PARA VIGAS Y LOSAS RECOMENDADO.

- E.1 GENERALIDADES.
- E.2 LOSAS Y VIGAS CON APOYO SIMPLE.
- E.3 LOSAS Y VIGAS CONTINUAS.

1 Generalidades

1.1 Objeto y campo de aplicación de este anexo

(1) Este anexo trata el proyecto de estructuras de hormigón en la situación accidental de exposición al fuego, y está concebido para ser usado junto con el Anejo 19 del Código Estructural y la reglamentación específica vigente. Esta norma solo identifica diferencias o complementa a los proyectos a temperatura normal.

(2) Este anexo solo cubre los métodos pasivos de protección frente al fuego. No se contemplan métodos activos.

(3) Esta norma se aplica a estructuras de hormigón que deben cumplir ciertas funciones, cuando están sometidas al fuego, en términos de:

- prevención del derrumbamiento prematuro de la estructura (función portante),
- limitación de la expansión del fuego (llama, gases calientes, calor excesivo) fuera de las zonas designadas (función separadora).

(4) Este anexo establece los principios y las reglas de aplicación para el proyecto de estructuras, con requisitos concretos respecto a dichas funciones y a los niveles de prestaciones.

(5) Este anexo se aplica a estructuras, o a partes de estructuras, dentro del objeto y campo de aplicación del Anejo 19 del Código Estructural proyectadas de acuerdo con la misma. Sin embargo, no cubre:

- estructuras pretensadas armaduras activas (tendones) externas,
- estructuras laminares.

(6) Los métodos dados en este anexo son aplicables a hormigones de peso normal de clase de resistencia hasta f_{ck} 90 N/mm² y a hormigones ligeros de clase de resistencia hasta f_{ckL} 50 N/mm². En el apartado 6 se dan reglas adicionales y alternativas para las clases de resistencia superiores a f_{ckL} 50 N/mm².

NOTA: La numeración de los apartados de este Anejo en ocasiones no es consecutiva, a semejanza de la estructura de la correspondiente norma de Eurocódigo.

1.2 Normativa de referencia

Las normas citadas en este anexo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

1.5 Definiciones

Para los fines de este anexo se aplican los términos y definiciones incluidos en el Anejo 18 del Código Estructural y en la reglamentación específica además de los siguientes:

1.5.1 Temperatura crítica de la armadura

Temperatura de la armadura en la cual se espera que se prevé el fallo de un elemento en la situación de incendio (criterio R) para un nivel de tensión dado del acero.

1.5.2 Muro cortafuegos

Muro que separa dos espacios (generalmente dos edificios) diseñado para resistir al fuego y para ofrecer estabilidad estructural, que puede ofrecer una resistencia a carga horizontal con objeto de que, en caso de incendio y de fallo de la estructura en una cara del muro, se evita la propagación del incendio al otro lado del muro.

1.5.3 Máximo nivel de tensión

Para una temperatura dada, el nivel de tensión en el que la relación tensión-deformación del acero sufre un quiebro para dar una meseta en la elasticidad.

1.5.4 Parte de estructura

Parte aislada de una estructura completa con condiciones apropiadas de apoyo y de contorno.

1.5.5 Capas de protección

Cualquier material o combinación de materiales aplicados a un elemento estructural para el fin de aumentar su resistencia al fuego.

1.5.6 Sección transversal reducida

Sección transversal del elemento en el dimensionamiento estructural de comportamiento frente al fuego empleada en el método de la sección transversal reducida. Se obtiene quitando las partes en las que se supone una resistencia y una rigidez nulas.

1.6 Símbolos**1.6.1 Símbolos adicionales a los indicados en este anexo**

(1) Se utilizan los siguientes símbolos adicionales:

Letras latinas mayúsculas

$E_{d,fi}$	efecto de cálculo de las acciones en la situación de incendio
E_d	efecto de cálculo de las acciones para el dimensionamiento a temperatura normal
$R_{d,fi}$	resistencia de cálculo en la situación de incendio; $R_{d,fi}(t)$ en un instante t dado
R 30 o R 60,...	clase de resistencia al fuego para el criterio de resistencia portante durante 30, o 60,... minutos de exposición al fuego normalizado
E 30 o E 60,...	clase de resistencia al fuego para el criterio de integridad para 30, o 60... minutos de exposición al fuego normalizado
I 30 o I 60,...	clase de resistencia al fuego para el criterio de aislamiento térmico para 30, o 60... minutos de exposición al fuego normalizado
T	temperatura [K] (véase θ temperatura [$^{\circ}\text{C}$])
$X_{d,fi}$	valor de cálculo de las propiedades resistencia o deformación en la situación de incendio
X_k	valor característico de una propiedad de resistencia o deformación para el cálculo a temperatura ambiente

Letras latinas minúsculas

a	recubrimiento mecánico* (distancia del eje de la armadura pasiva o la activa al paramento expuesto más cercano)
c_c	calor específico del hormigón [J/kgK]
$f_{ck}(\theta)$	resistencia característica a compresión del hormigón, a temperatura θ , para una deformación unitaria especificada

* NOTA: En este anexo se distingue entre recubrimiento mecánico y recubrimiento geométrico. En el Anejo 19, cuando se hace referencia al recubrimiento, debe entenderse que corresponde al recubrimiento geométrico en el presente anexo.

$f_{ck,t}(\theta)$	resistencia característica a tracción del hormigón, a temperatura θ , para una deformación unitaria especificada
$f_{pk}(\theta)$	resistencia característica del acero para armaduras activas, a temperatura θ , para una deformación unitaria especificada
$f_{sk}(\theta)$	resistencia característica del acero para armaduras pasivas, a temperatura θ , para una deformación unitaria especificada
$k(\theta) = X_k(\theta)/X_k$	coeficiente de reducción para una propiedad de resistencia o deformación dependiente de la temperatura θ del material
$n =$	$N_{0Ed,fi} / (0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd}))$ nivel de carga de un pilar a temperatura ambiente
t	tiempo de exposición al fuego [min]
<i>Letras griegas minúsculas</i>	
$\gamma_{M,fi}$	coeficiente parcial de seguridad para un material en el dimensionamiento frente al fuego
η_{fi}	$= E_{d,fi}/E_d$ coeficiente de reducción para el nivel de carga de cálculo en la situación de incendio
μ_{fi}	$= N_{Ed,fi}/N_{Rd}$ grado de utilización en la situación de incendio
$\varepsilon_c(\theta)$	deformación térmica unitaria del hormigón
$\varepsilon_p(\theta)$	deformación térmica unitaria del acero para armaduras activas
$\varepsilon_s(\theta)$	deformación térmica unitaria del acero para armaduras pasivas
$\varepsilon_{s,fi}$	deformación unitaria del pasiva o activas, a temperatura θ
λ_c	conductividad térmica del hormigón [W/mK]
$\lambda_{0,fi}$	esbeltez del pilar en la situación de incendio
$\sigma_{c,fi}$	tensión de compresión del hormigón en la situación de incendio
$\sigma_{s,fi}$	tensión del acero en la situación de incendio
θ	temperatura [°C]
θ_{cr}	temperatura crítica [°C]

1.6.2 Subíndices adicionales a los indicados en este anexo

fi	valor relevante para la situación de incendio
t	función del tiempo
θ	función de la temperatura.

2 Bases de proyecto

2.1 Requisitos

2.1.1 Generalidades

- (1) Cuando se requiera resistencia mecánica en caso de incendio, las estructuras de hormigón se deben proyectar y construir de forma que mantengan su función portante durante el tiempo de exposición al fuego requerido.

(2) Cuando se requiera sectorización, los elementos que forman los contornos de la sectorización, incluyendo las juntas, se deben proyectar y construir de forma que mantengan su función portante durante el tiempo de exposición al fuego requerido. Esto debe asegurar, cuando proceda, que:

- no se produce un fallo de integridad, véase la reglamentación específica vigente, como,
- no se produce un fallo de aislamiento, véase la reglamentación específica vigente,
- se limita la radiación térmica desde el lado no expuesto.

NOTA 2: Los criterios de radiación térmica no son relevantes para las estructuras de hormigón consideradas en este anexo.

(3) Se debe aplicar el criterio de deformación cuando los medios de protección, o el criterio de dimensionamiento para los elementos separadores, requieran considerar la deformación de la estructura portante.

(4) No es necesario considerar la deformación de la estructura portante en los siguientes casos, según proceda:

- la eficacia de los medios de protección se ha evaluado de acuerdo con el apartado 4.7,
- los elementos separadores tienen que satisfacer los requisitos de acuerdo con una exposición nominal al fuego.

2.1.2 Exposición nominal al fuego

(1) Para una exposición al fuego normalizado, los elementos deben cumplir con los criterios "R", "E" e "I", del modo siguiente:

- únicamente función separadora: integridad (criterio "E") y, cuando se requiera, aislamiento (criterio "I"),
- únicamente función portante: resistencia mecánica (criterio "R"),
- función separadora y portante: criterios "R", "E" y, cuando se requiera, "I".

(2) Se considera que se satisface el criterio "R" cuando se mantiene la función portante durante el tiempo de exposición al fuego requerido.

(3) Se puede considerar se satisface que el criterio "I" cuando el aumento medio de temperatura de toda la superficie no expuesta se limita a 140 K, y el aumento máximo de temperatura en cualquier punto de esa superficie no supera los 180 K.

(4) Los mismos criterios (R, E, I) deberían aplicarse con la curva de exposición al fuego externo; sin embargo, la referencia a esta curva específica debería identificarse con las letras "ef".

(5) Con la curva de exposición al fuego de hidrocarburo deberían aplicarse los mismos criterios (R, E, I); sin embargo, la referencia a esta curva específica debería identificarse con las letras "HC".

(6) En el caso en que un elemento vertical de separación, con o sin función portante, tenga que cumplir con el requisito de resistencia a impacto (criterio M), el elemento debería resistir una carga horizontal concentrada como se especifica en la norma UNE-EN 1363-2.

2.1.3 Exposición al fuego paramétrico

(1) La función portante debe mantenerse durante toda la duración del incendio, incluyendo la fase de extinción, o un periodo de tiempo especificado.

(2) Para la verificación de la función separadora, suponiendo una temperatura ambiente de 20 °C, se aplica lo siguiente:

- el aumento de la temperatura media en el lado no expuesto de la construcción debería limitarse a 140 K y el aumento de la temperatura máxima en el lado no expuesto no debería superar 180 K

durante la fase de calentamiento hasta que se alcanza la temperatura máxima del gas en el sector del incendio,

- el aumento de la temperatura media en el lado no expuesto de la construcción debería limitarse $\Delta\theta_1 = 200 \text{ K}$, y el aumento de la temperatura máxima en el lado no expuesto no debería limitarse $\Delta\theta_2 = 240 \text{ K}$ durante la fase de extinción.

2.2 Acciones

(1) Las acciones térmicas y mecánicas se deben tomar de la reglamentación específica vigente.

(2) Además de lo indicado en la reglamentación específica vigente, la emisividad en relación a la superficie del hormigón debería tomarse como 0,7.

2.3 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales

(1) Los valores de cálculo de las propiedades mecánicas (resistencia y deformación) $X_{d,fi}$ de los materiales se definen del modo siguiente:

$$X_{d,fi} = k_0 X_k / \gamma_{M,fi} \quad (2.1)$$

donde:

X_k es el valor característico de una propiedad de resistencia o de deformación (*generalmente f_k o E_k*) para el dimensionamiento a temperatura normal conforme a la reglamentación específica vigente

k_0 es el coeficiente de reducción de una propiedad de resistencia o deformación ($(X_{k,0} / X_k)$, dependiente de la temperatura del material, véase el apartado 3.2

$\gamma_{M,fi}$ es el coeficiente parcial de seguridad de la propiedad del material correspondiente de un material, en la situación de incendio.

(2) Los valores de cálculo de las propiedades térmicas de los materiales $X_{d,fi}$ se definen del modo siguiente:

- si un incremento de la propiedad es favorable para la seguridad:

$$X_{d,fi} = X_{k,0} / \gamma_{M,fi} \quad (2.2a)$$

- si un incremento de la propiedad es desfavorable para la seguridad:

$$X_{d,fi} = \gamma_{M,fi} X_{k,0} \quad (2.2b)$$

donde:

$X_{k,0}$ es el valor de una propiedad de material en el dimensionamiento frente al fuego, generalmente dependiente de la temperatura del material, véase el apartado 3

$\gamma_{M,fi}$ es el coeficiente parcial de seguridad de la propiedad correspondiente del material, para la situación de incendio. El valor de $\gamma_{M,fi}$ es:

- para las propiedades térmicas del hormigón y del acero para armaduras pasivas y activas: $\gamma_{M,fi} = 1,0$
- para las propiedades mecánicas del hormigón y del acero para armaduras pasivas y activas: $\gamma_{M,fi} = 1,0$.

2.4 Métodos de comprobación

2.4.1 Generalidades

(1) El modelo del sistema estructural adoptado para proyectar con este anexo debe reflejar el comportamiento esperado frente al fuego de la estructura.

(2) Para el tiempo de exposición al fuego t especificado se debe comprobar:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi} \quad (2.3)$$

donde:

$E_{d,fi}$ es el efecto de cálculo de las acciones para la situación de incendio, determinado según la reglamentación específica vigente, incluyendo efectos de las expansiones y deformaciones térmicas

$R_{d,fi}$ es la resistencia de cálculo correspondiente en la situación de incendio.

(3) El cálculo estructural para la situación de incendio debería llevarse a cabo de acuerdo con el apartado 5 del Anejo 18 del Código Estructural.

NOTA: Para comprobar el requisito de resistencia al fuego normalizado, es suficiente un análisis por elementos aislados.

(4) Los casos en que las reglas de aplicación indicadas en esta norma solo sean válidas para la curva normalizada tiempo-temperatura se identifican en los correspondientes apartados.

(5) Los datos tabulados indicados en el apartado 5 se basan en la curva normalizada tiempo-temperatura.

(6) Como alternativa al dimensionamiento mediante cálculos, el dimensionamiento frente al fuego puede basarse en los resultados de ensayos frente al fuego, o de ensayos frente al fuego en combinación con cálculos, véase el apartado 5 del Anejo 18 del Código Estructural.

2.4.2 Análisis por elementos aislados

(1) El efecto de las acciones debería determinarse para el tiempo $t = 0$ usando coeficientes de combinación $\psi_{1,1}$ o $\psi_{1,2}$ de acuerdo el apartado 4 del Anejo 19 del Código Estructural.

(2) Como simplificación al punto (1), el efecto de las acciones puede obtenerse a partir de un cálculo estructural para el dimensionamiento a temperatura normal, como:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d \quad (2.4)$$

donde:

E_d es el valor de cálculo del esfuerzo correspondiente para el dimensionamiento a temperatura normal, en una combinación fundamental de acciones (véase la reglamentación específica vigente)

η_{fi} es el coeficiente de reducción para el valor de cálculo del nivel de carga en la situación de incendio.

(3) El coeficiente de reducción η_{fi} para la combinación de cargas (6.10) del Anejo 18 del Código Estructural debería tomarse como:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5)$$

o para las combinaciones de carga (6.10a) y (6.10b) del Anejo 18 como el menor valor resultante de las dos expresiones siguientes:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}} \quad (2.5a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5b)$$

donde:

- $Q_{k,1}$ es la carga variable principal
- G_k es el valor característico de una acción permanente
- γ_G es el coeficiente parcial de seguridad de una acción permanente
- $\gamma_{Q,1}$ es el coeficiente parcial de seguridad de la acción variable 1
- ψ_{fi} es el factor de combinación para los valores frecuentes o cuasipermanentes dado bien por $\psi_{1,1}$ o por $\psi_{2,1}$, véase la reglamentación específica vigente
- ξ es un coeficiente de reducción para una acción permanente desfavorable G .

NOTA 1: La figura A20.2.1 muestra un ejemplo de la variación del coeficiente de reducción η_{fi} frente a la relación de cargas $Q_{k,1}/G_k$ para distintos valores del coeficiente de combinación $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$, respecto a la ecuación (2.5), con las siguientes hipótesis: $\gamma_G = 1,35$ y $\gamma_Q = 1,5$. Las expresiones (2.5a) y (2.5b) dan valores ligeramente mayores. Los valores de los coeficientes parciales de seguridad se dan en el Anexo 18 del Código Estructural.

NOTA 2: Como simplificación puede utilizarse un valor de $\eta_{fi} = 0,7$.

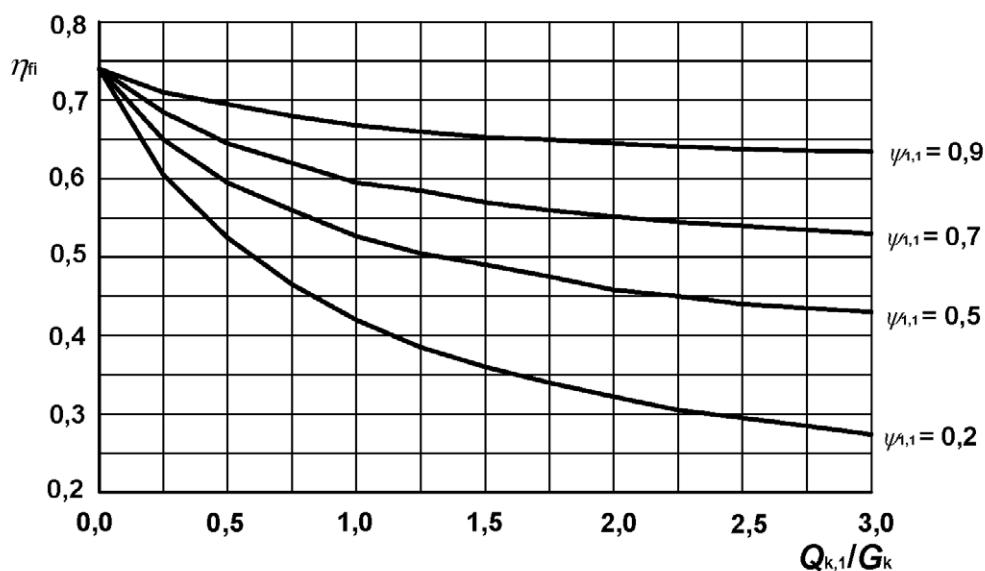


Figura A20.2.1 Variación del coeficiente de reducción η_{fi} con la relación de cargas $Q_{k,1} / G_k$

- (4) Solo es necesario considerar los efectos de las deformaciones térmicas producidas por gradientes térmicos a través de la sección transversal. Los efectos de expansiones térmicas axiales o dentro del plano pueden despreciarse.
- (5) Las condiciones límite en los apoyos y extremos de un elemento, aplicables para un instante $t = 0$, pueden suponerse constantes a lo largo de la exposición al fuego.
- (6) Los datos tabulados, los modelos de cálculo simplificados o generales dados en el apartado 5 y los apartados 4.2 y 4.3, respectivamente, son adecuados para la comprobación de los elementos bajo las condiciones de incendio.

2.4.3 Análisis de parte de la estructura

- (1) Se aplica el punto (1) del apartado 2.4.2.
- (2) Como alternativa a la realización de un análisis global de la estructura para la situación de incendio en el instante $t = 0$ las reacciones en los apoyos y los esfuerzos internos en los contornos de parte de la estructura pueden obtenerse de un cálculo estructural a temperatura normal, como se indica en el apartado 2.4.2.
- (3) La parte de la estructura a analizar se debería especificar en base a las potenciales expansiones y deformaciones térmicas de modo que su interacción con otras partes de la estructura se pueda aproximar mediante condiciones de apoyo y de contorno independientes del tiempo durante la exposición al fuego.
- (4) Dentro de la parte de la estructura a analizar, se deben tener en cuenta el modo de fallo correspondiente a la exposición al fuego, las propiedades de los materiales dependientes de la temperatura y la rigidez del elemento, así como los efectos de las expansiones y deformaciones térmicas (acciones indirectas del fuego).
- (5) Se supone que las condiciones de contorno en los apoyos y los esfuerzos de parte de la estructura, aplicables en el instante $t = 0$, permanecen constantes a lo largo de la exposición al fuego.

2.4.4 Análisis global de la estructura

- (1) Cuando se realiza un análisis global de la estructura en la situación de incendio se deben tener en cuenta el modo de fallo correspondiente a la exposición al fuego, las propiedades de los materiales dependientes de la temperatura y la rigidez del elemento, así como los efectos de las expansiones y las deformaciones térmicas (acciones indirectas del fuego).

3 Propiedades de los materiales

3.1 Generalidades

- (1) Los valores de las propiedades de los materiales indicados en este apartado deben tratarse como valores característicos (véase el punto (1) del apartado 2.3).
- (2) Los valores pueden utilizarse con el método de cálculo simplificado (véase el apartado 4.2) y el avanzado (véase el apartado 4.3).

Pueden aplicarse formulaciones alternativas de las leyes de los materiales, siempre que las soluciones estén dentro del rango de la evidencia experimental.

NOTA: Este anexo no indica las propiedades de los materiales para el hormigón de áridos ligeros.

- (3) Las propiedades mecánicas del hormigón y del acero tanto para armaduras pasivas como activas a temperatura ambiente (20°C) se deben tomar como las indicadas en el Anejo 19 del Código Estructural para el dimensionamiento a temperatura normal.

3.2 Propiedades de resistencia y deformación a temperaturas elevadas

3.2.1 Generalidades

- (1) Los valores numéricos de las propiedades de resistencia y deformación dados en este apartado están basados tanto en ensayos realizados en régimen estacionario como en régimen transitorio, y a veces en una combinación de ambos. Puesto que los efectos de la fluencia no se consideran explícitamente, los modelos de los materiales en este son aplicables para velocidades de calentamiento de entre 2 y 50 K/min. Para velocidades de calentamiento fuera de dicho rango, la fiabilidad de las propiedades de resistencia y deformación deben demostrarse explícitamente.

3.2.2 Hormigón

3.2.2.1 Hormigón comprimido

(1) Las propiedades de resistencia y deformación de hormigón sometido a tensión uniaxial a temperaturas elevadas se deben obtener a partir de las relaciones de tensión-deformación unitaria como se indica en la figura A20.3.1.

(2) Las relaciones tensión-deformación unitaria dadas en la figura A20.3.1 se definen mediante dos parámetros:

- la resistencia a compresión $f_{c,0}$,
- la deformación unitaria $\varepsilon_{c1,0}$ correspondiente a $f_{c,0}$.

(3) Los valores para cada uno de estos parámetros se dan en la tabla A20.3.1 como función de las temperaturas del hormigón. Para valores intermedios de la temperatura se pueden hacer interpolaciones lineales.

(4) Los parámetros especificados en la tabla A20.3.1 pueden utilizarse para hormigones de peso normal con áridos silíceos o calcáreos (que contienen al menos un 80% áridos calcáreos en peso).

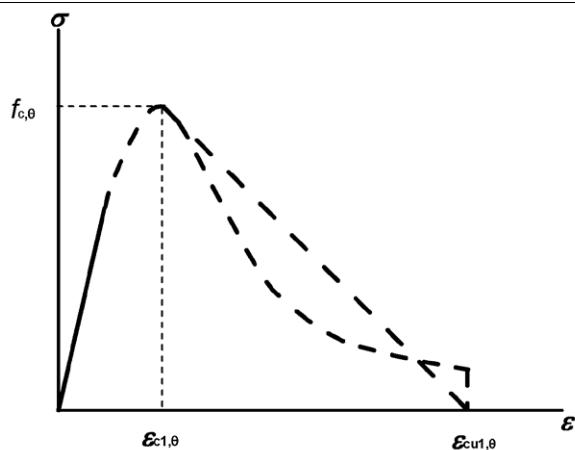
(5) Los valores para $\varepsilon_{c1,0}$ que definen el rango de la rama descendente pueden tomarse, en la tabla A20.3.1, de la columna 4 para el hormigón de peso normal con áridos silíceos y de la columna 7 para el hormigón de peso normal con áridos calcáreos.

Tabla A20.3.1 Valores para los principales parámetros de las relaciones tensión-deformación unitaria del hormigón de peso normal con áridos silíceos o calcáreos a temperaturas elevadas

Hormigón temp θ	Áridos silíceos			Áridos calcáreos		
	$f_{c,0} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,0}$	$\varepsilon_{cu1,0}$	$f_{c,0} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,0}$	$\varepsilon_{cu1,0}$
[°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

(6) En el caso de acciones térmicas de acuerdo con el apartado 3 de la norma UNE-EN 1991-1-2 (simulación de fuego natural), particularmente cuando se considera la rama de temperatura descendente, se debería modificar el modelo matemático de las relaciones tensión-deformación del hormigón especificado en la figura A20.3.1.

(7) No debería considerarse el posible aumento de resistencia del hormigón en la fase de enfriamiento.



Rango	Tensión $\sigma(\theta)$
$\varepsilon \leq \varepsilon_{cl,\theta}$	$\frac{3\varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{cl,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cl,\theta}} \right)^3 \right)}$
$\varepsilon_{ct(\theta)} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cul,\theta}$	Para cuestiones de tipo numérico debería adoptar una rama descendente. Se permiten modelos lineales o no lineales.

Figura A20.3.1 Modelo matemático para relaciones tensión-deformación unitaria del hormigón comprimido a temperaturas elevadas

3.2.2.2 Resistencia a tracción

(1) La resistencia a tracción del hormigón debería despreciarse normalmente (conservador). Si es necesario considerar la resistencia a tracción puede utilizarse este apartado para los métodos de cálculo simplificados o avanzados.

(2) Se permite la reducción de la resistencia a tracción característica del hormigón mediante el coeficiente $k_{c,t}(\theta)$, como se indica en la expresión (3.1).

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) f_{ck,t} \quad (3.1)$$

(3) En ausencia de información más precisa, deberían utilizarse los siguientes valores de $k_{c,t}(\theta)$ (véase la figura A20.3.2):

$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 \quad \text{para } 20 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 - 1,0 (\theta - 100)/500 \quad \text{para } 100 \text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 600 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

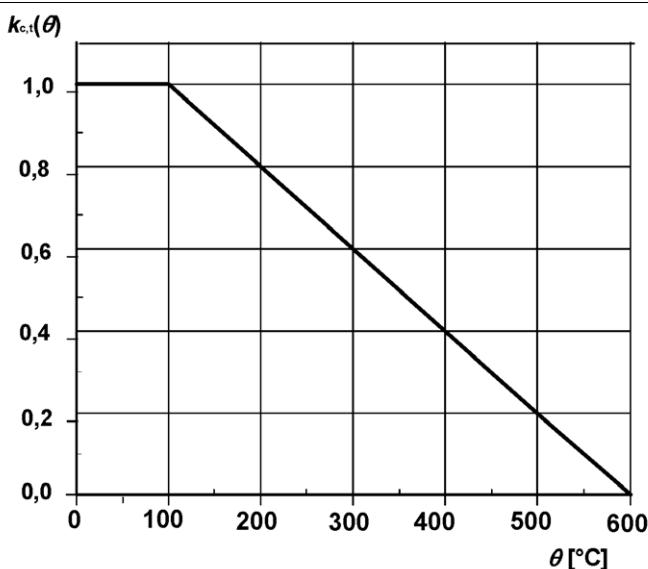
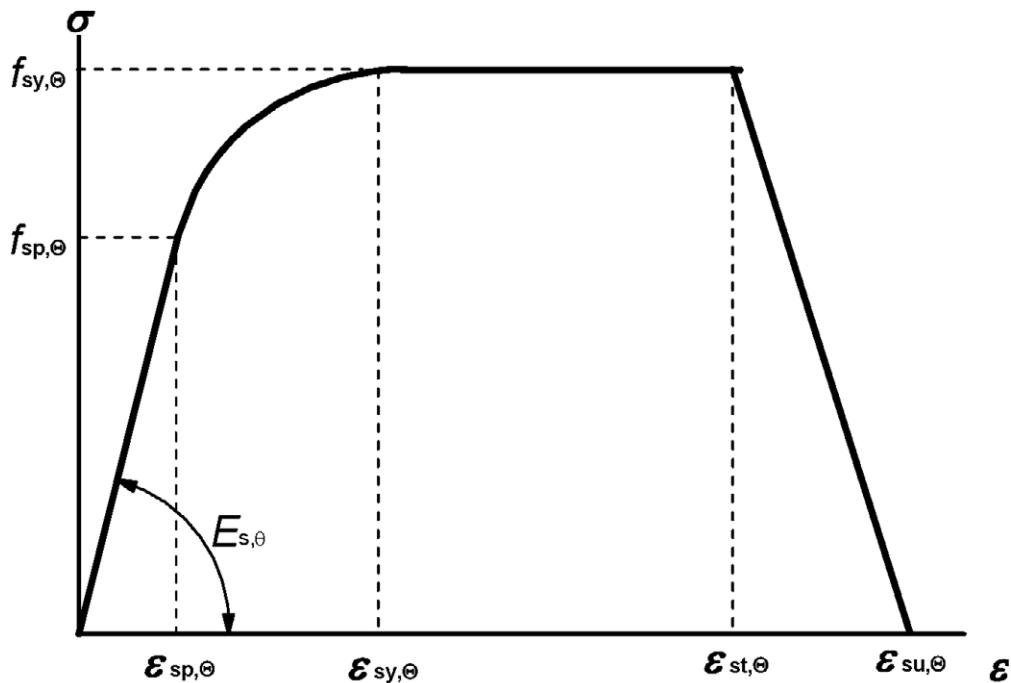


Figura A20.3.2 Coeficiente de reducción $k_{c,t}(\theta)$ de la resistencia a tracción ($f_{ck,t}$) del hormigón a temperaturas elevadas

3.2.3 Acero para armaduras pasivas

- (1) Las características de resistencia y deformación del acero para armaduras pasivas a temperaturas elevadas deben obtenerse a partir de las relaciones de tensión-deformación unitaria especificadas en la figura A20.3.3 y en la tabla A20.3.2.
- (2) Las relaciones tensión-deformación unitaria dadas en la figura A20.3.3 se definen por tres parámetros:
 - la pendiente del dominio lineal elástico $E_{s,0}$;
 - el límite de proporcionalidad $f_{sp,0}$;
 - el nivel máximo de tensión $f_{sy,0}$.
- (3) Los valores de los parámetros indicados en el punto (2) para acero laminado en caliente y conformado en frío para armaduras pasivas a temperaturas elevadas se dan en la tabla A20.3.2. Para valores intermedios de la temperatura se pueden hacer interpolaciones lineales.
- (4) La formulación de las relaciones tensión-deformación unitaria puede también aplicarse para el acero para armaduras pasivas comprimidas.
- (5) En caso de acciones térmicas, particularmente cuando se considera la rama de temperatura descendente, los valores especificados en la tabla A20.3.2 para las relaciones tensión-deformación unitaria del acero para armaduras activas especificados en la tabla A20.3.2 pueden utilizarse como una aproximación suficientemente precisa.



Rango	Tensión $\sigma(\theta)$	Módulo tangente
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,0}$	$E_{s,0}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}) / (\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$	—
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	—
Parámetro *	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,0}$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{st,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,20$ Armadura pasiva de tipo T: $\varepsilon_{st,\theta} = 0,05$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,10$	
Funciones	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,0})$ $b^2 = c(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,0} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,0} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	

* Los valores para los parámetros $\varepsilon_{pt,0}$ y $\varepsilon_{pu,0}$ para el acero para armaduras activas pueden tomarse de la tabla A20.3.3. La armadura pasiva de tipo T se define en la tabla 34.3 del Código Estructural. En este caso, los aceros Tipo T tendrán que garantizar además las siguientes condiciones: Relación $f_s/f_y \geq 1,05$, $\epsilon_{máx} \geq 2,5$ y las especificaciones a fatiga de la tabla 34.2 del Código Estructural.

Figura A20.3.3 Modelo matemático para las relaciones tensión-deformación unitaria del acero para armaduras pasivas y activas a temperaturas elevadas (el acero para armaduras activas se designa con el subíndice "p" en lugar de "s")

Tabla A20.3.2 Valores de la clase N para los parámetros de la relación tensión-deformación unitaria de acero laminado en caliente y conformado en frío para la armadura pasiva a temperaturas elevadas

Temperatura del acero θ [°C]	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$		$f_{sp,\theta}/f_{yk}$		$E_{s,\theta}/E_s$	
	laminado en caliente	conformado en frío	laminado en caliente	conformado en frío	laminado en caliente	conformado en frío
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

3.2.4 Acero para armaduras activas

(1) Las propiedades de resistencia y deformación del acero para armaduras activas a temperaturas elevadas deberían obtenerse mediante el mismo modelo matemático presentado en el apartado 3.2.3 para el acero para armaduras pasivas.

(2) Los valores para los parámetros del acero conformado en frío (cables y cordones), y templado y revenido (barras) para armaduras activas a temperaturas elevadas vienen dados por $f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$, $f_{pp,\theta}/(\beta f_{pk})$, $E_{p,\theta}/E_p$, $\varepsilon_{pt,\theta} [-]$, $\varepsilon_{pu,\theta} [-]$. El valor de β es igual a 0,9 (véase la tabla A20.3.3).

Tabla A20.3.3 Valores para los parámetros de la relación tensión-deformación unitaria de acero conformado en frío (cw) (cables y cordones), y templado y revenido (q & t) (barras) para armaduras activas a temperaturas elevadas

Temperatura del acero θ [°C]	$f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$		$f_{pp,\theta}/(\beta f_{pk})$		$E_{p,\theta}/E_p$		$\varepsilon_{pt,\theta} [-]$ cw, q & t	$\varepsilon_{pu,\theta} [-]$ cw, q & t
	cw	q & t	cw	q & t	cw	q & t		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,050	0,100
100	0,99	0,98	0,68	0,77	0,98	0,76	0,050	0,100
200	0,87	0,92	0,51	0,62	0,95	0,61	0,050	0,100
300	0,72	0,86	0,32	0,58	0,88	0,52	0,055	0,105
400	0,46	0,69	0,13	0,52	0,81	0,41	0,060	0,110
500	0,22	0,26	0,07	0,14	0,54	0,20	0,065	0,115
600	0,10	0,21	0,05	0,11	0,41	0,15	0,070	0,120
700	0,08	0,15	0,03	0,09	0,10	0,10	0,075	0,125
800	0,05	0,09	0,02	0,06	0,07	0,06	0,080	0,130
900	0,03	0,04	0,01	0,03	0,03	0,03	0,085	0,135
1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,090	0,140
1100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,095	0,145
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100	0,150

NOTA: Para valores intermedios de la temperatura se pueden hacer interpolaciones lineales.

(3) Cuando se consideran acciones térmicas, particularmente cuando se considera la rama de temperatura descendente, los valores para las relaciones tensión-deformación unitaria del acero para armaduras activas especificados en el punto (2) pueden utilizarse como una aproximación suficientemente precisa.

3.3 Propiedades físicas y térmicas del hormigón con áridos silíceos y calcáreos

3.3.1 Elongación térmica

(1) La deformación térmica unitaria $\varepsilon_c(\theta)$ del hormigón puede determinarse, respecto a su longitud a 20 °C, a partir de las siguientes condiciones:

Áridos silíceos:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6}\theta + 2,3 \times 10^{-11}\theta^3 \quad \text{para } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 700 \text{ °C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 14 \times 10^{-3} \quad \text{para } 700 \text{ °C} < \theta \leq 1200 \text{ °C}$$

Áridos calcáreos:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6}\theta + 1,4 \times 10^{-11}\theta^3 \quad \text{para } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 805 \text{ °C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 12 \times 10^{-3} \quad \text{para } 805 \text{ °C} < \theta \leq 1200 \text{ °C}$$

donde θ es la temperatura del hormigón (°C).

(2) La variación de la elongación térmica con la temperatura se ilustra en la figura A20.3.5.

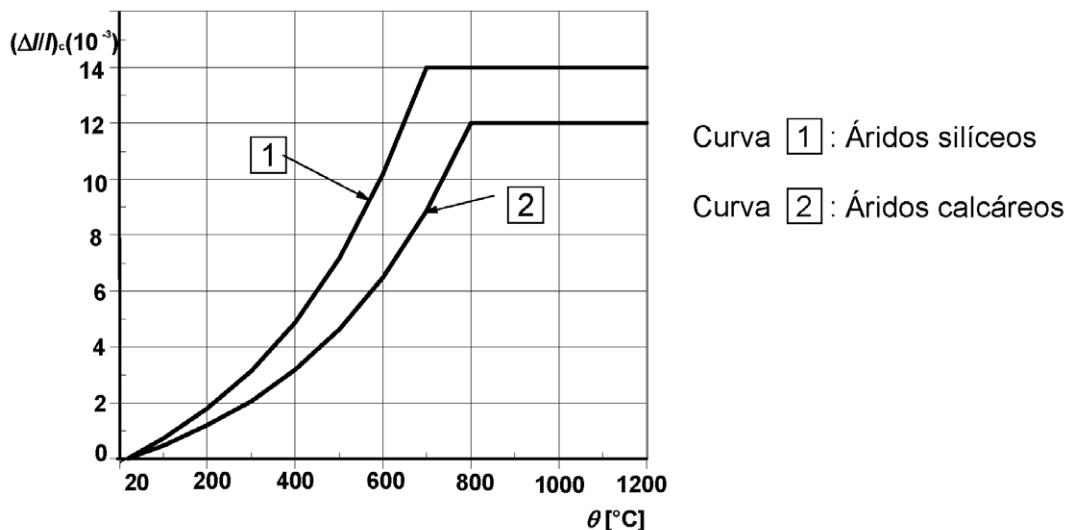


Figura A20.3.5 Elongación térmica total del hormigón

3.3.2 Calor específico

(1) El calor específico $c_p(\theta)$ del hormigón seco ($u = 0\%$) puede determinarse a partir de las siguientes condiciones:

Áridos silíceos y calcáreos:

$$c_p(\theta) = 900 \text{ (J/kg K)} \quad \text{para } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 100 \text{ °C}$$

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \text{ (J/kg K)} \quad \text{para } 100 \text{ °C} < \theta \leq 200 \text{ °C}$$

$$c_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ (J/kg K)} \quad \text{para } 200 \text{ °C} < \theta \leq 400 \text{ °C}$$

$$c_p(\theta) = 1100 \text{ (J/kg K)} \quad \text{para } 400 \text{ °C} < \theta \leq 1200 \text{ °C}$$

donde θ es la temperatura del hormigón ($^{\circ}\text{C}$). Los valores de $c_p(\theta)$ ($\text{kJ}/\text{kg}^{\circ}\text{K}$) se ilustran en la figura A20.3.6a.

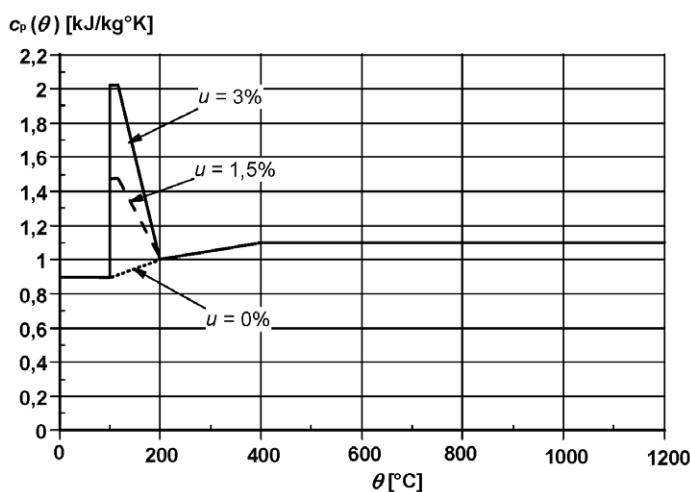
(2) En los casos en que no se considere explícitamente la humedad en el método de cálculo, la función dada para el calor específico del hormigón con áridos silíceos o calcáreos puede modelizarse mediante un valor constante, $c_{p,\text{peak}}$, situado entre los 100 $^{\circ}\text{C}$ y 115 $^{\circ}\text{C}$ con disminución lineal entre 115 $^{\circ}\text{C}$ y 200 $^{\circ}\text{C}$.

$$c_{p,\text{peak}} = 900 \text{ J/kg K} \text{ para una humedad del } 0\% \text{ del peso del hormigón}$$

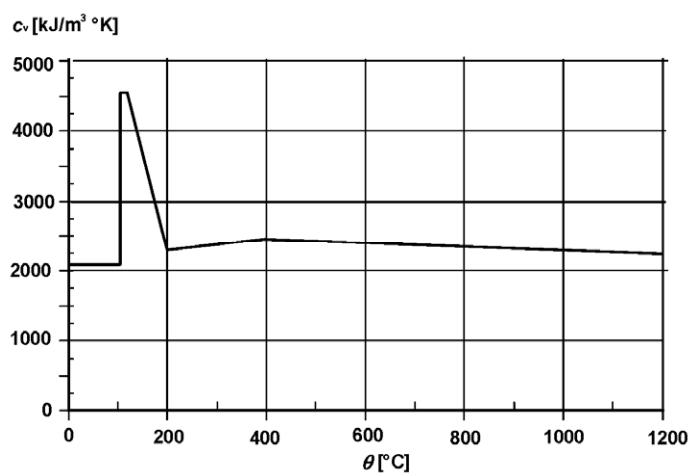
$$c_{p,\text{peak}} = 1\,470 \text{ J/kg K} \text{ para una humedad del } 1,5\% \text{ del peso del hormigón}$$

$$c_{p,\text{peak}} = 2\,020 \text{ J/kg K} \text{ para una humedad del } 3,0\% \text{ del peso del hormigón}$$

Y una relación lineal entre (115 $^{\circ}\text{C}$, $c_{p,\text{peak}}$) y (200 $^{\circ}\text{C}$, 1 000 J/kg K). Es aceptable interpolar linealmente para otros valores de la humedad. Los picos de calor específico se ilustran en la figura A20.3.6a.



- a) Calor específico, $c_p(\theta)$, como función de la temperatura para 3 contenidos de humedad distintos, u , de 0, 1,5 y 3% en peso para hormigón silíceo.



- b) Calor específico volumétrico, $c_v(\theta)$ como función de la temperatura para una humedad, u , del 3% en peso y a una densidad de 2300 kg/m^3 para hormigón silíceo.

Figura A20.3.6 Calor específico y calor específico volumétrico

(3) La variación de densidad con la temperatura se ve influida por la pérdida de agua y se define del modo siguiente:

$$\begin{aligned}\rho(\theta) &= \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) && \text{para } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 115\text{ }^{\circ}\text{C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \cdot (1 - 0,02(\theta - 115)/85) && \text{para } 115\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 200\text{ }^{\circ}\text{C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \cdot (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200) && \text{para } 200\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400\text{ }^{\circ}\text{C} \\ \rho(\theta) &= \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \cdot (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800) && \text{para } 400\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1\,200\text{ }^{\circ}\text{C}\end{aligned}$$

(4) La variación de calor específico volumétrico $c_v(\theta)$ (producto de $\rho(\theta)$ y $cp(\theta)$) se ilustra en la figura A20.3.6b para el hormigón con una humedad del 3% en peso y una densidad de 2300 kg/m³.

3.3.3 Conductividad térmica

(1) La conductividad térmica λ_c del hormigón puede determinarse entre los valores inferior y superior, dados en el punto (2) siguiente.

NOTA 1. En la definición del valor de la conductividad térmica no se establece ningún rango dentro del intervalo definido por los límites inferior y superior.

NOTA 2. El Apéndice A es compatible con el límite inferior. El resto de apartados de este anexo son independientes de la elección de la conductividad térmica. Para el hormigón de alta resistencia, véase el apartado 6.3.

(2) El límite superior de la conductividad térmica λ_c del hormigón de peso normal puede determinarse a partir de:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 (\theta / 100) + 0,0107 (\theta / 100)^2 \text{ W/m K} \quad \text{para } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1\,200\text{ }^{\circ}\text{C}$$

donde θ es la temperatura del hormigón.

El límite inferior de la conductividad térmica λ_c del hormigón de peso normal puede determinarse a partir de:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 (\theta / 100) + 0,0057 (\theta / 100)^2 \text{ W/m K} \quad \text{para } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1\,200\text{ }^{\circ}\text{C}$$

donde θ es la temperatura del hormigón.

(3) La variación del límite superior y del límite inferior de la conductividad térmica con la temperatura se ilustra en la figura A20.3.7.

3.4 Elongación térmica del acero para armaduras pasivas y activas

(1) La deformación térmica unitaria $\varepsilon_s(\theta)$ del acero puede determinarse, respecto a su longitud a 20 °C, a partir de las siguientes condiciones:

Acero para armaduras pasivas:

$$\begin{aligned}\varepsilon_s(\theta) &= -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 && \text{para } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 750\text{ }^{\circ}\text{C} \\ \varepsilon_s(\theta) &= 11 \times 10^{-3} && \text{para } 750\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 860\text{ }^{\circ}\text{C} \\ \varepsilon_s(\theta) &= -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta && \text{para } 860\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1\,200\text{ }^{\circ}\text{C}\end{aligned}$$

Acero para armaduras activas:

$$\varepsilon_p(\theta) = -2,016 \times 10^{-4} + 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 \quad \text{para } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1\,200\text{ }^{\circ}\text{C}$$

donde θ es la temperatura del acero (°C)

(2) La variación de la elongación térmica con la temperatura se ilustra en la figura A20.3.8.

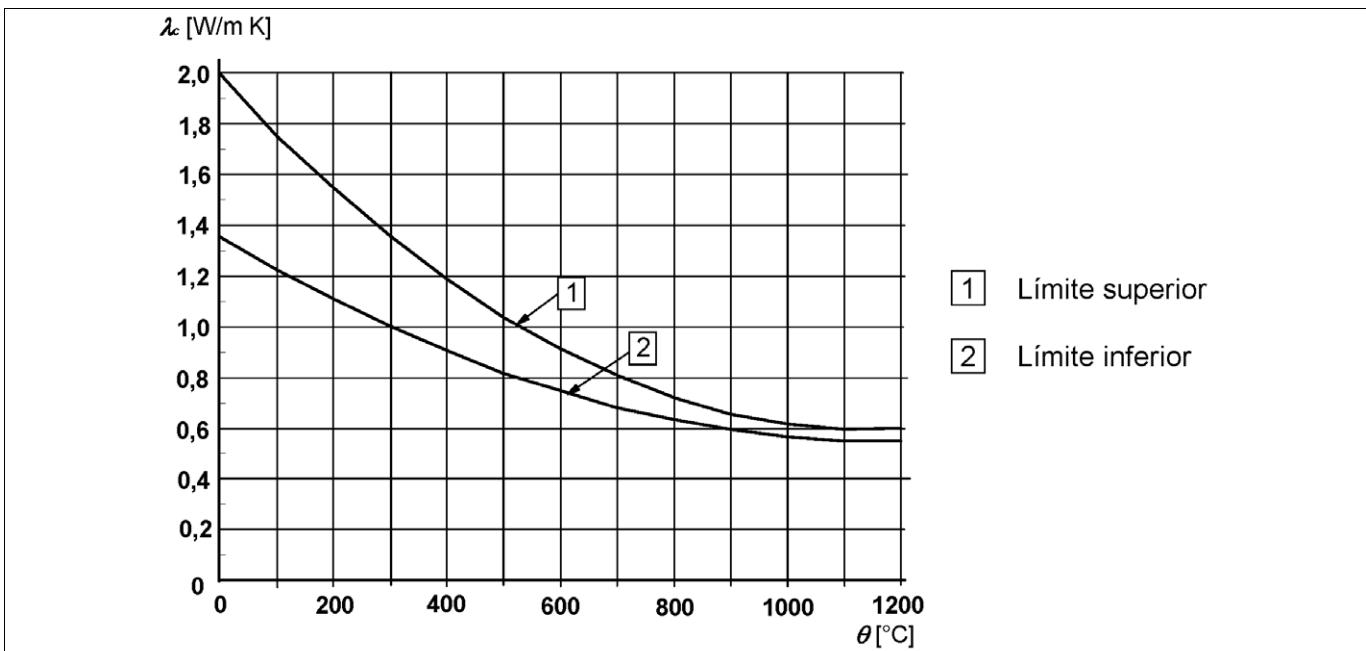
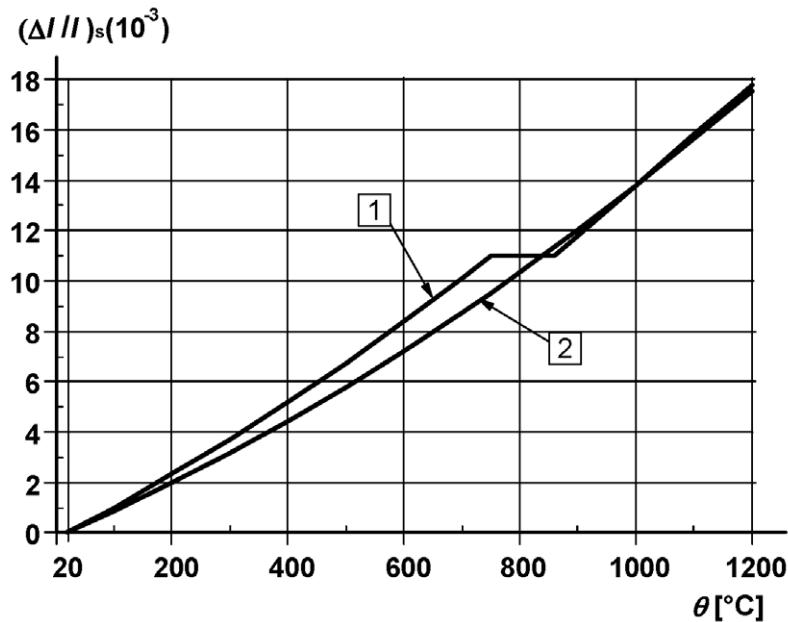


Figura A20.3.7 Conductividad térmica del hormigón



Curva 1 : Acero para armaduras pasivas

Curva 2 : Acero para armaduras activas

Figura A20.3.8 Elongación térmica total del acero

4 Procedimientos de cálculo

4.1 Generalidades

(1) Se permiten los siguientes métodos de cálculo con el fin de satisfacer el punto (2) del apartado 2.4.1:

- detalles constructivos de acuerdo con soluciones de cálculo reconocidas (datos tabulados o ensayos), véase el apartado 5,

-
- métodos de cálculo simplificados para tipos específicos de elementos, véase el apartado 4.2,
 - métodos de cálculo avanzados para simular el comportamiento de los elementos estructurales, de partes de la estructura o de toda la estructura, véase el apartado 4.3.

NOTA 1: Cuando se utilizan métodos de cálculo, se hace referencia al apartado 4.6 para la función de integridad (E).

NOTA 2: Para la función de aislamiento (I) la temperatura ambiente se supone normalmente 20 °C.

(2) Se debe evitar el desconchado con unas medidas adecuadas o considerar su influencia en los requisitos de prestaciones (R y/o EI), véase el punto (3) del apartado 4.5.

(3) Debería evitarse un fallo repentino causado por una elongación excesiva del acero producida por el calentamiento de elementos pretensados con armaduras activas (tendones) no adherentes.

4.2 Método de cálculo simplificado

4.2.1 Generalidades

(1) Pueden utilizarse métodos de cálculo simplificados para determinar la capacidad portante máxima de una sección transversal calentada y para comparar la capacidad con la combinación de acciones correspondiente, véase el apartado 2.4.2.

NOTA 1: El Apéndice B proporciona dos métodos alternativos, B.1 "Método de la isotermia 500 °C" y B.2 "Método de zona" para calcular la resistencia a los momentos flectores y fuerzas axiles. En ambos modelos se pueden incluir efectos de segundo orden. Los dos métodos son aplicables a estructuras sometidas a la exposición a un fuego normalizado. El método B.1 puede utilizarse junto con fuegos normalizados y paramétricos. Se recomienda el método B.2 para su uso con secciones pequeñas y pilares esbeltos, pero solo es válido para fuegos normalizados.

NOTA 2: El Apéndice C proporciona un método de zona para analizar secciones de pilares con efectos de segundo orden significativos.

(2) Para el esfuerzo cortante, la torsión y el anclaje de la armadura, véase el apartado 4.4.

NOTA: El Apéndice D proporciona un método de cálculo simplificado para el esfuerzo cortante, la torsión y el anclaje de la armadura.

(3) Pueden utilizarse métodos simplificados para el dimensionamiento de vigas y losas cargadas, predominantemente, de modo uniforme y donde el cálculo a temperatura ambiente se basa en un análisis lineal.

NOTA: El Apéndice E proporciona un método de cálculo simplificado para el dimensionamiento de vigas y losas.

4.2.2 Perfiles de temperatura

(1) Las temperaturas en una estructura de hormigón expuesta al fuego pueden determinarse partiendo de ensayos o cálculos.

NOTA: Los perfiles de temperatura dados en el Apéndice A pueden utilizarse para determinar las temperaturas en las secciones transversales con áridos silíceos expuestos a un fuego normalizado hasta el momento de temperatura máxima del gas. Los perfiles son conservadores para la mayor parte del resto de áridos.

4.2.3 Sección transversal reducida

(1) Pueden utilizarse métodos simplificados utilizando una sección transversal reducida.

NOTA: El Apéndice B proporciona dos métodos utilizando una sección transversal reducida.

- El método descrito en el apartado B.1 se basa en la hipótesis de que el hormigón, a una temperatura mayor de 500 °C, se desprecia en el cálculo de la capacidad portante mientras que se supone que el hormigón, a una temperatura mayor de 500 °C, retiene toda su resistencia. Este método es aplicable a una sección de hormigón armado y pretensado respecto a carga axial, momento flector y sus combinaciones.

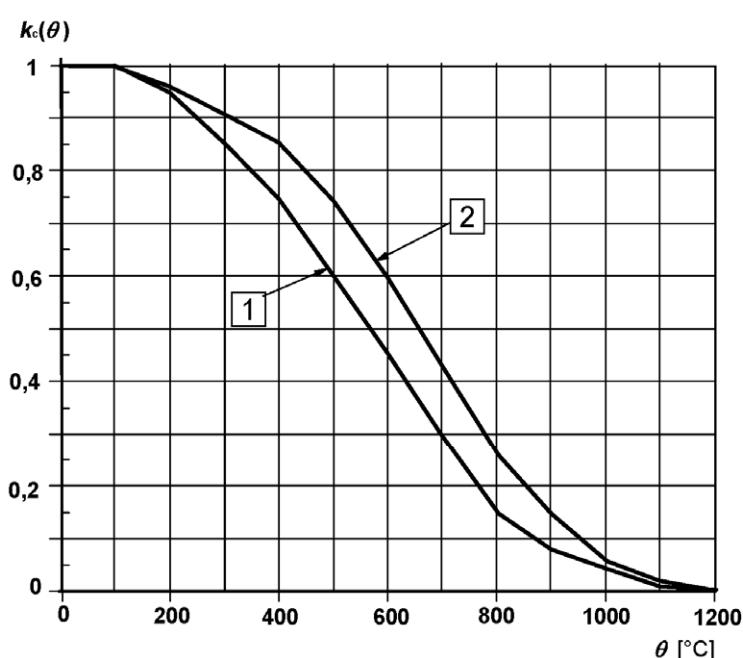
- El método descrito en el apartado B.2 se basa en el principio de que la sección transversal se reduce ignorando una zona no eficaz de las superficies expuestas al fuego. El cálculo debería seguir un procedimiento específico. El método es aplicable a una sección de hormigón armado y pretensado con respecto a carga axil, momento flecto y sus combinaciones.

4.2.4 Reducción de la resistencia

4.2.4.1 Generalidades

- (1) En este apartado se dan los valores para la reducción de la resistencia característica a compresión del hormigón, y de la resistencia característica de acero para armaduras pasivas y activas. Dichos valores pueden utilizarse con los métodos simplificados de cálculo de secciones transversales descritos en el apartado 4.2.3.
- (2) Los valores de reducción de la resistencia dados en los apartados 4.2.4.2 y 4.2.4.3 siguientes solo deberían aplicarse velocidades de calentamiento similares a las que aparecen en la exposición al fuego normalizado hasta el momento de temperatura máxima del gas.
- (3) Pueden aplicarse formulaciones alternativas de las leyes materiales, siempre que las soluciones estén en el rango de evidencia experimental.

4.2.4.2 Hormigón



Curva 1 : Hormigón de peso normal con áridos silíceos

Curva 2 : Hormigón de peso normal con áridos calcáreos

Figura A20.4.1 Coeficiente $k_c(\theta)$ que permite la reducción de la resistencia característica (f_{ck}) del hormigón

- (1) La reducción de la resistencia característica a compresión del hormigón como función de la temperatura θ puede utilizarse como se da en la columna 2 de la tabla A20.3.1 para áridos silíceos, y en la columna 5 para áridos calcáreos (véase la figura A20.4.1).

4.2.4.3 Acero

- (1) En el caso de la armadura pasiva de tracción, la reducción de la tensión característica del acero para armaduras pasivas se indica en la tabla A20.3.2 en función de la temperatura θ . Para la armadura de

tracción en vigas y losas en las que $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$, se puede reducir la resistencia de una armadura de clase N como se indica en la columna 2 de la tabla A20.3.2 para el acero para armaduras pasivas laminado en caliente, y como se indica en la columna 3 para el acero para armaduras pasivas conformado en frío (véanse las curvas 1 y 2 de la figura A20.4.2).

En el caso de la armadura pasiva de compresión en pilares o zonas comprimidas de vigas y losas se debería utilizar, para la armadura de clase N, el coeficiente de reducción al del límite elástico al 0,2%, como se especifica a continuación. Esta reducción de la resistencia también se aplica a la armadura de tracción si $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$, cuando se utilizan métodos de cálculo simplificados de la sección transversal (véase la curva 3 de la figura A20.4.2):

$$k_s(\theta) = 1,0$$

para $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$

$$k_s(\theta) = 0,7 - 0,3(\theta - 400)/300$$

para $100^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}$

$$k_s(\theta) = 0,57 - 0,13(\theta - 500)/100$$

para $400^\circ\text{C} < \theta \leq 500^\circ\text{C}$

$$k_s(\theta) = 0,1 - 0,47(\theta - 700)/200$$

para $500^\circ\text{C} < \theta \leq 700^\circ\text{C}$

$$k_s(\theta) = 0,1(1200 - \theta)/500$$

para $700^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}$

(2) La reducción de la resistencia característica en función de la temperatura, θ , de un acero para armaduras activas debería ser conforme con el punto (2) del apartado 3.2.4. Los valores para el acero conformado en frío pueden tomarse de las columnas 2a o 2b de la tabla A20.3.3 y, para el acero revenido y templado, de la columna 3 (véase la figura A20.4.3).

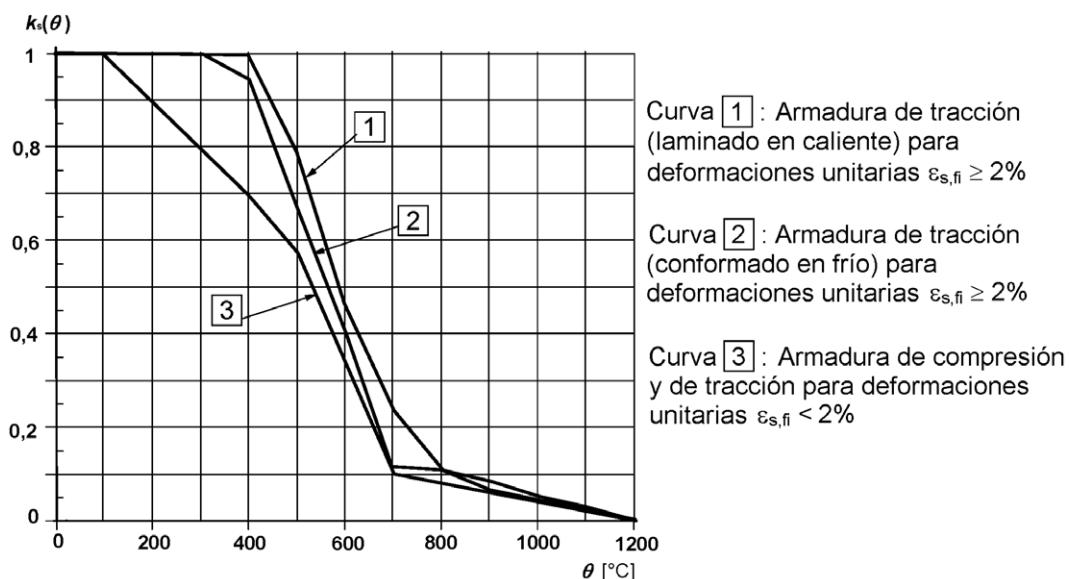


Figura A20.4.2 Coeficiente de reducción $k_s(\theta)$ de la resistencia característica (f_{yk}) de una armadura pasiva de tracción y de compresión (clase N)

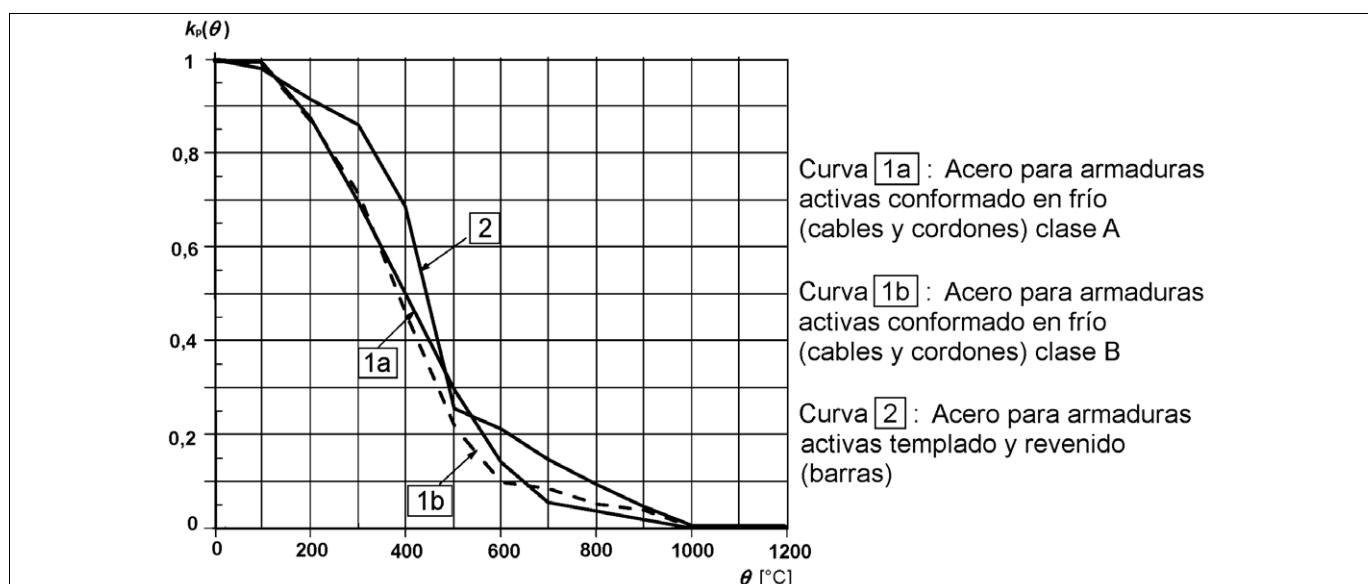


Figura A20.4.3 Coeficiente de reducción $k_p(\theta)$ de la resistencia característica (βf_{pk}) del acero para armaduras activas

4.3 Métodos de cálculo avanzados

4.3.1 Generalidades

- (1) Los modelos de cálculo avanzados deben proporcionar un análisis realista de las estructuras expuestas al fuego. Se deben basar en un comportamiento físico fundamental de manera que conduzca a una aproximación fiable del comportamiento previsto del elemento estructural pertinente en la situación de incendio.
- (2) Cualquier fallo potencial no cubierto por el modelo avanzado de cálculo (incluyendo la capacidad de rotación insuficiente, el desconchado, el pandeo local de la armadura pasiva comprimida, el fallo a cortante y de adherencia, o los daños a los dispositivos de anclaje) deben prevenirse mediante medios apropiados.
- (3) Los métodos de cálculo avanzados deberían incluir modelos de cálculo para la determinación de:
 - el desarrollo y distribución de la temperatura dentro de los elementos estructurales (modelo de respuesta térmica),
 - el comportamiento mecánico de la estructura o de cualquier parte de ella (modelo de respuesta mecánica).
- (4) Los métodos de cálculo avanzados pueden utilizarse asociados a cualquier curva de calentamiento, siempre que se conozcan las características de los materiales para el rango de temperaturas y la velocidad de calentamiento correspondientes.
- (5) Pueden utilizarse métodos de cálculo avanzado con cualquier tipo de la sección transversal.

4.3.2 Respuesta térmica

- (1) Los métodos de cálculo avanzados para la respuesta térmica se deben basar en los principios e hipótesis conocidos de la teoría de transferencia de calor.
- (2) El modelo de respuesta térmica debe considerar:
 - a) las acciones térmicas pertinentes, especificadas en la reglamentación específica vigente,
 - b) la variación de las propiedades térmicas de los materiales.

- (3) La influencia de la humedad y de cualquier migración de la humedad dentro del hormigón o de las capas de protección, si existen, se pueden despreciar quedando del lado de la seguridad.
- (4) El perfil de temperatura en un elemento de hormigón armado puede evaluarse despreciando la armadura pasiva.
- (5) Los efectos de una exposición térmica no uniforme y de la transferencia de calor los componentes de un edificio adyacente pueden incluirse donde proceda.

4.3.3 Respuesta mecánica

- (1) Los métodos de cálculo avanzados para la respuesta mecánica deben basarse en principios e hipótesis conocidos de la teoría de la mecánica estructural, teniendo en cuenta los cambios en las propiedades mecánicas con la temperatura.
- (2) Los efectos de las tensiones y las deformaciones unitarias producidas por el aumento de la temperatura y los gradientes de temperatura se deben considerar.
- (3) Las deformaciones en el estado de límite último, resultantes del modelo de cálculo, se deben limitar según sea necesario para asegurar que se mantiene la compatibilidad entre todas las partes de la estructura.
- (4) La respuesta mecánica del modelo debe considerar también, cuando proceda, los efectos geométricos no lineales.
- (5) La deformación unitaria total ε puede tomarse como:

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_\sigma + \varepsilon_{fluencia} + \varepsilon_{tr}$$

(4.15)

donde:

- ε_{th} es la deformación térmica unitaria
- ε_σ es la deformación unitaria instantánea dependiente de tensión
- $\varepsilon_{fluencia}$ es la deformación unitaria por fluencia, y
- ε_{tr} es la deformación unitaria transitoria.

- (6) La capacidad portante de los elementos individuales, partes de la estructura o estructuras completas expuestas al fuego puede evaluarse mediante métodos de análisis plástico (véase el apartado 5 del Anejo 19 del Código Estructural).
- (7) La capacidad de rotación plástica de secciones de hormigón armado debería estimarse teniendo en cuenta las deformaciones unitarias últimas aumentadas ε_{cu} y ε_{su} en caliente. ε_{cu} también se verá afectada por la armadura de confinamiento dispuesta.
- (8) La zona comprimida de una sección, especialmente si está directamente expuesta al fuego (por ejemplo momentos negativos en vigas continuas), se debería comprobar, y los detalles constructivos se deberían realizar, prestando una particular atención al desconchado o desprendimiento del recubrimiento del hormigón.
- (9) En el análisis por elementos aislados o por partes de la estructura, se deberían comprobar las condiciones de borde y se deberían realizar los detalles constructivos con el fin de evitar el fallo debido a la pérdida del apoyo adecuado para los elementos.

4.3.4 Validación de los métodos de cálculo avanzados

- (1) Debe comprobarse la precisión de los métodos de cálculo en función de los resultados de los ensayos relevantes.

(2) Los resultados del cálculo pueden referirse a temperaturas, deformaciones y tiempos de resistencia al fuego.

(3) Se deben comprobar los parámetros críticos para asegurar que el modelo cumple con principios de ingeniería reconocidos, por medio de un análisis de sensibilidad.

(4) Los parámetros críticos pueden referirse, por ejemplo, a la longitud de pandeo, al tamaño de los elementos y al nivel de carga.

4.4 Cortante, torsión y anclaje

(1) No se requieren comprobaciones adicionales de cortante, la torsión y el anclaje si se cumplen las dimensiones mínimas dadas como datos tabulados.

(2) Pueden utilizarse métodos de cálculo para el cortante, la torsión y el anclaje si están apoyados por información de ensayos.

NOTA El Apéndice D proporciona métodos de cálculo simplificados para cortante, torsión y anclaje.

4.5 Desconchado

4.5.1 Desconchado explosivo

(1) Se debe evitar el desconchado explosivo o se debe considerar su influencia sobre los requisitos de prestaciones (R y/o EI).

(2) Es poco probable que se produzca el desconchado explosivo cuando la humedad del hormigón es menor de $k\%$ en peso. Para contenidos mayores de $k\%$ se debería realizar una evaluación más precisa de la humedad, el tipo de áridos, la permeabilidad del hormigón y su velocidad de calentamiento. Se adopta el valor de $k=3\%$.

(3) Puede suponerse que si los elementos se dimensionan para la clase de exposición X0 y XC1 (véase el Anejo 19 del Código Estructural), la humedad de dicho elemento es menor de $k\%$ en peso, donde $2,5 \leq k \leq 3,0$.

(4) Si se utilizan datos tabulados no se requiere una comprobación adicional para un hormigón de peso normal. El punto (2) del apartado 4.5.2 es aplicable cuando el recubrimiento mecánico, a , es mayor o igual que 70 mm.

(5) Si la humedad del hormigón en vigas, losas y elementos traccionados es superior a $k\%$ en peso, puede evaluarse la influencia del desconchado explosivo en la capacidad portante R suponiendo una pérdida local de recubrimiento para una barra o grupo de barras de la armadura pasiva en la sección transversal, y comprobando luego la capacidad portante *reducida* de la sección. Para esta comprobación, puede suponerse que la temperatura de las otras barras de la armadura es la de una sección sin desconchar. No se requiere esta comprobación para ningún elemento estructural para el que se haya comprobado experimentalmente un comportamiento correcto respecto al desconchado explosivo, o para el que se aplique una protección complementaria, que compruebe mediante ensayos.

NOTA: Cuando el número de barras es lo suficientemente grande, puede suponerse que es posible una redistribución de tensión aceptable sin pérdida de la estabilidad (R). Esto incluye:

- losas macizas con barras distribuidas uniformemente,
- vigas con una anchura mayor de 400 mm y que contengan más de 8 barras en la zona de tracción.

4.5.2 Desprendimiento del hormigón

(1) Debe evitarse el desprendimiento del hormigón en esta última etapa de la exposición al fuego, o se debe considerar su influencia sobre los requisitos prestaciones (R y/o EI).

(2) En los casos en los que el recubrimiento mecánico es mayor o igual que 70 mm y no se hayan realizado ensayos que demuestren que no se producen desprendimientos, debería disponerse una armadura de piel. La malla de la armadura de piel debería tener una separación no mayor de 100 mm, y un diámetro no menor de 4 mm.

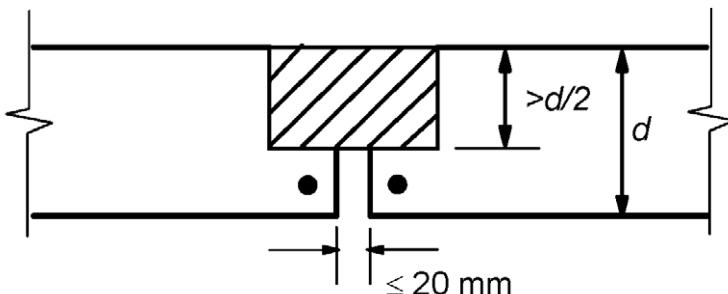
4.6 Uniones

(1) El diseño de las uniones se debe basar en una evaluación general del comportamiento estructural en caso de incendio.

(2) Las uniones se deben detallar de manera que cumplan con los criterios R y EI requeridos para los elementos estructurales conectados y asegurar una estabilidad suficiente de la estructura completa.

(3) Los componentes de la unión del acero estructural deberían dimensionarse para la resistencia al fuego de acuerdo el Anejo 23 del Código Estructural.

(4) En referencia al criterio I, la anchura de las holguras en las uniones no debería superar el límite de 20 mm y no debería ser más profunda que la mitad del espesor mínimo d (véase el apartado 5) del componente real de separación, véase la figura A20.4.4.



NOTA: No es necesario considerar las barras en las zonas de esquina cercanas a la separación como barras de esquina para los datos tabulados.

Figura A20.4.4 Dimensiones de la separación en las uniones

Para separaciones con mayor profundidad y en las que, si es necesario, se añade un producto de sellado, la resistencia al fuego debería documentarse en base a un procedimiento de ensayo adecuado.

4.7 Capas de protección

(1) La resistencia al fuego requerida también puede obtenerse mediante la aplicación de capas de protección.

(2) Las propiedades y las prestaciones del material para capas de protección deberían evaluarse utilizando procedimientos de ensayo adecuados.

5 Datos tabulados

5.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Este apartado proporciona soluciones de cálculo reconocidas para una exposición al fuego normalizado de hasta 240 min (véase el apartado 4.1). Las reglas hacen referencia al análisis por elementos aislados de acuerdo con el apartado 2.4.2.

NOTA Las tablas se han desarrollado sobre una base empírica confirmada mediante la experiencia y la evaluación teórica de ensayos. Los datos se derivan de supuestos conservadores para los elementos estructurales más comunes, y son válidos para el intervalo completo de la conductividad térmica del apartado 3.3. Pueden encontrarse datos tabulados más específicos en las normas de producto para algunos tipos particulares de productos de hormigón o bien desarrollarse en base al método de cálculo de acuerdo con los apartados 4.2, 4.3 y 4.4.

(2) Los valores dados en las tablas son aplicables al hormigón de peso normal (2000 kg/m³ a 2600 kg/m³) fabricado con áridos silíceos.

Si se utilizan áridos calcáreos o áridos ligeros en vigas o losas, la dimensión mínima de la sección transversal puede reducirse en un 10%.

(3) No es preciso realizar, si se utilizan datos tabulados, comprobaciones adicionales relativas a la capacidad a cortante y torsión, ni los detalles constructivos de los anclajes (véase el apartado 4.4).

(4) No es preciso realizar, si se utilizan datos tabulados, comprobaciones adicionales relativas al desconchado, excepto para la armadura de piel (véase el punto (4) del apartado 4.5.1).

5.2 Reglas generales de cálculo

(1) Los requisitos para la función separadora (criterios E e I) (véase el apartado 2.1.2) pueden considerarse satisfechos en los casos en que el espesor mínimo de muros o losas sea conforme con la tabla A20.5.3. Para las uniones debería consultarse el apartado 4.6.

(2) Para la función portante (criterio R), los requisitos mínimos relativos a las dimensiones de la sección y los recubrimientos mecánicos en las tablas se obtienen de:

$$E_{d,fi} / R_{d,fi} \leq 1,0 \quad (5.1)$$

donde:

$E_{d,fi}$ es el valor de cálculo del efecto de acciones en la situación de incendio

$R_{d,fi}$ es el valor de cálculo la capacidad portante (resistencia) en la situación de incendio.

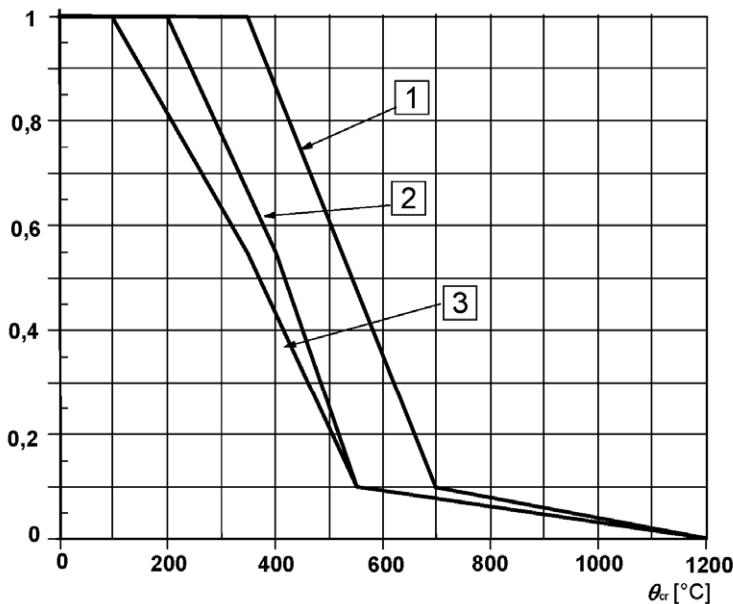
(3) Los datos tabulados de este apartado se basan en un nivel de carga de referencia $\eta_{fi} = 0,7$, a menos que se especifique otra cosa en los apartados correspondientes.

(4) Para asegurar el recubrimiento mecánico requerido en zonas de tracción de vigas y losas simplemente apoyadas, las tablas A20.5.5 y A20.5.6, y la columna 3 de la tabla A20.5.8 (unidireccional), se basan en una temperatura crítica del acero de $\theta_{cr} = 500$ °C. Esta hipótesis corresponde aproximadamente a $E_{d,fi} = 0,7E_d$ y $\gamma_s = 1,15$ (nivel de tensión $\sigma_{s,fi}/f_{yk} = 0,60$, véase la expresión (5.2)) donde E_d designa el valor de cálculo del efecto de las acciones de acuerdo con el Anexo19 del Código Estructural.

(5) Para los tendones de la armadura activa, la temperatura crítica para las barras se supone de 400 °C y para cables y cordones, de 350 °C. Esta hipótesis corresponde aproximadamente a $E_{d,fi} = 0,7 E_d$, $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$ y $\gamma_s = 1,15$ (nivel de tensión $\sigma_{s,fi}/f_{p0,1k} = 0,55$). En elementos traccionados pretensados, las vigas pretensadas y las losas pretensadas, si no se realiza una comprobación específica de acuerdo con el punto (7) el recubrimiento mecánico a debería incrementarse en:

- 10 mm para las barras de la armadura activa, correspondiente a $\theta_{cr} = 400$ °C,
- 15 mm para cables y cordones de la armadura activa, correspondiente a $\theta_{cr} = 350$ °C.

(6) La reducción de la resistencia característica del acero para armaduras pasivas y activas como función de la temperatura θ para su uso con las tablas de este apartado se muestra mediante las curvas de referencia de la figura A20.5.1.

$k_s(\theta_{cr}), k_p(\theta_{cr})$ 

Curva 1 : acero para armaduras pasivas

Curva 2 : acero para armaduras pasivas
(barras: Artículo 36)Curva 3 : acero para armaduras activas
(cables y cordones:
Artículo 36)

Figura A20.5.1 Curvas de referencia para la temperatura crítica del acero para armaduras pasivas y activas θ_{cr} correspondiente al coeficiente de reducción $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,f}/f_{yk}(20^\circ\text{C})$ o $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,f}/f_{pk}(20^\circ\text{C})$

Estas curvas se obtienen del modo siguiente:

- i) acero para armaduras pasivas (laminado en caliente o conformado en frío: Artículo 34)

$$\begin{aligned} k_s(\theta) &= 1,0 && \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 350^\circ\text{C} \\ k_s(\theta) &= 1,0 - 0,4 \cdot (\theta - 350)/150 && \text{para } 350^\circ\text{C} < \theta \leq 500^\circ\text{C} \\ k_s(\theta) &= 0,61 - 0,5 \cdot (\theta - 500)/200 && \text{para } 500^\circ\text{C} < \theta \leq 700^\circ\text{C} \\ k_s(\theta) &= 0,1 - 0,1 \cdot (\theta - 700)/500 && \text{para } 700^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

- ii) acero para armaduras activas (barras: Artículo 36)

$$\begin{aligned} k_p(\theta) &= 1,0 && \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C} \\ k_p(\theta) &= 1,0 - 0,45 \cdot (\theta - 200)/200 && \text{para } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \\ k_p(\theta) &= 0,55 - 0,45 \cdot (\theta - 400)/150 && \text{para } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 550^\circ\text{C} \\ k_p(\theta) &= 0,1 - 0,1 \cdot (\theta - 550)/650 && \text{para } 550^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

- iii) acero para armaduras activas (cables y cordones: Artículo 36)

$$\begin{aligned} k_p(\theta) &= 1,0 && \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \\ k_p(\theta) &= 1,0 - 0,45 \cdot (\theta - 100)/250 && \text{para } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 350^\circ\text{C} \\ k_p(\theta) &= 0,55 - 0,45 \cdot (\theta - 350)/200 && \text{para } 350^\circ\text{C} < \theta \leq 550^\circ\text{C} \\ k_p(\theta) &= 0,1 - 0,1 \cdot (\theta - 550)/650 && \text{para } 550^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

(7) Para elementos traccionados y elementos simplemente apoyados sometidos a flexión (excepto aquellos con armaduras activas no adherentes), en los que la temperatura crítica no es 500°C , el recubrimiento mecánico dado en las tablas A20.5.5, A20.5.6 y A20.5.9 puede modificarse de la siguiente manera:

- a) se evalúa la tensión del acero $\sigma_{s,f}$ para las acciones en situación de incendio ($E_{d,f}$), utilizando la expresión (5.2),

$$\sigma_{s,fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d} \times \frac{f_{yk}(20^\circ\text{C})}{\gamma_s} \times \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \quad (5.2)$$

donde:

γ_s es el coeficiente parcial de seguridad para el acero para armaduras pasivas (véase el apartado 2 del Anejo 19 del Código Estructural)

$A_{s,req}$ es el área de armadura pasiva requerida para el estado límite último de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural

$A_{s,prov}$ es el área de armadura pasiva dispuesta

$E_{d,fi}/E_d$ puede valorarse utilizando el apartado 2.4.2.

b) se evalúa la temperatura crítica de la armadura, θ_{cr} , correspondiente al coeficiente de reducción $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20^\circ\text{C})$ utilizando la figura A20.5.1 (curva de referencia 1) para la armadura pasiva $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20^\circ\text{C})$ utilizando la figura A20.5.1 (curva de referencia 2 o 3) para la armadura activa,

c) se ajusta el recubrimiento mínimo dado en las tablas para la nueva temperatura crítica, θ_{cr} , utilizando la ecuación (5.3) aproximada, donde Δa es la variación de dicho recubrimiento en milímetros:

$$\Delta a = 0,1(500 - \theta_{cr}) \text{ (mm)} \quad (5.3)$$

(8) La aproximación anterior es válida para el rango $350^\circ\text{C} < \theta_{cr} < 700^\circ\text{C}$ y únicamente para la modificación del recubrimiento mínimo dado en las tablas. Para temperaturas fuera este rango, y para obtener resultados más precisos, deberían utilizarse perfiles de temperatura. Para el acero para armaduras activas puede aplicarse la expresión (5.2) de modo análogo.

(9) Para las armaduras activas no adherentes, solo deberían utilizarse temperaturas críticas mayores de 350°C cuando se determinen los efectos de las deflexiones mediante métodos más precisos, véase el punto (3) del apartado 4.1.

(10) Para elementos o vigas en tracción en las que el dimensionamiento requiera un θ_{cr} inferior a 400°C , las dimensiones de la sección transversal deberían aumentarse incrementando la anchura mínima del elemento en tracción o de la zona traccionada de la viga de acuerdo con la expresión (5.4).

$$b_{mod} \geq b_{min} + 0,8(400 - \theta_{cr}) \text{ (mm)} \quad (5.4)$$

donde b_{min} es la dimensión mínima b dada en las tablas, correspondiente a la resistencia al fuego normalizada requerida.

Una alternativa al aumento de la anchura de acuerdo con la expresión (5.4) puede ser ajustar el recubrimiento mecánico de la armadura con el fin de obtener la temperatura requerida para la tensión real. Esto requiere utilizar un método más preciso, tal como el dado en el Apéndice A.

(11) Los valores dados en las tablas proporcionan las dimensiones mínimas para la resistencia al fuego, además de las reglas de detalles constructivos requeridas por el Anejo 19 del Código Estructural. Algunos valores del recubrimiento mecánico utilizados en las tablas son menores que los requeridos por el Anejo 19, y deberían tenerse en cuenta únicamente para la interpolación.

(12) Puede realizarse una interpolación lineal entre los valores dados en las tablas.

(13) Los símbolos utilizados en las tablas se definen en la figura A20.5.2.

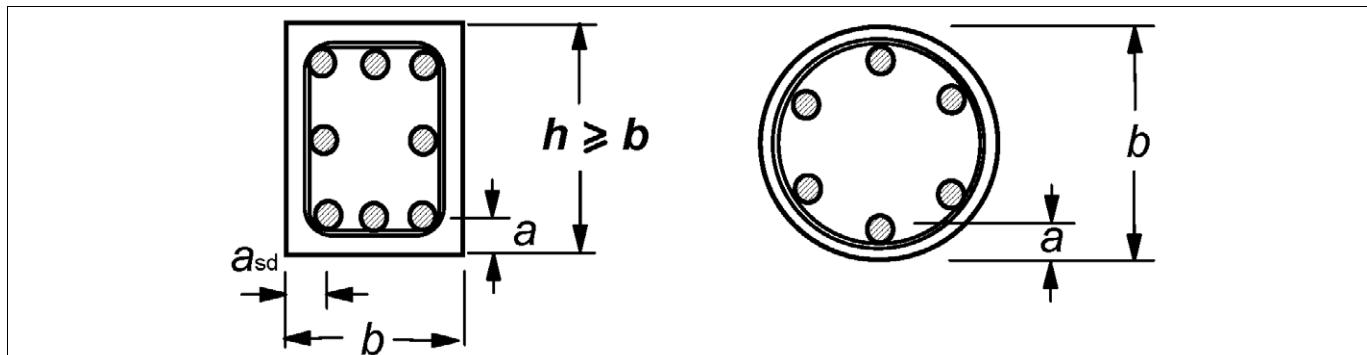


Figura A20.5.2 Secciones transversales de elementos estructurales que muestran el recubrimiento mecánico nominal a

(14) Los recubrimientos mecánicos, a , de una barra, cable o tendón de acero son valores nominales. No es necesario añadir una tolerancia.

(15) Cuando la armadura se dispone en varias capas como se muestra en la figura A20.5.3, y cuando consta de acero para armaduras pasivas o activas con la misma resistencia característica f_{yk} y f_{pk} respectivamente, el recubrimiento mecánico medio a_m no debería ser menor que el recubrimiento mecánico a dado en las tablas. El recubrimiento mecánico medio de la armadura puede determinarse mediante la expresión (5.5).

$$a_m = \frac{A_{s1}a_1 + A_{s2}a_2 + \dots + A_{sn}a_n}{A_{s1} + A_{s2} + \dots + A_{sn}} = \frac{\sum A_{si}a_i}{\sum A_{si}} \quad (5.5)$$

donde:

A_{si} es el área de la sección transversal de la barra de acero (tendón, cable) "i"

a_i es el recubrimiento mecánico de la barra de acero (tendón, cable) "i" desde la superficie expuesta más cercana.

Cuando la armadura consta de aceros con distinta resistencia característica, A_{si} debería sustituirse por $A_{si}f_{yki}$ (o $A_{si}f_{pki}$) en la expresión (5.5).

(16) En los casos en que se utilizan simultáneamente aceros para armaduras pasivas y activas (por ejemplo en un elemento parcialmente pretensado), los recubrimientos mecánicos de las armaduras pasivas y activas deberían determinarse por separado.

NOTA: Se recomienda el uso de gráficos de temperatura y de métodos de cálculo simplificados.

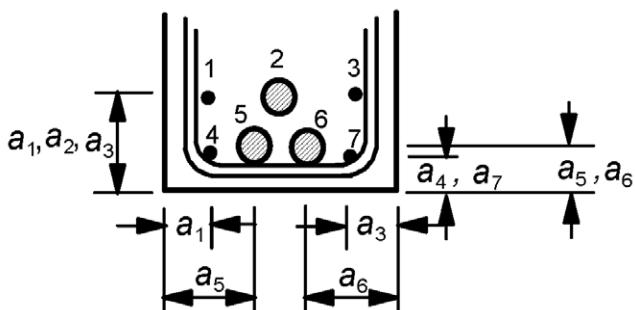


Figura A20.5.3 Dimensiones utilizadas para calcular el recubrimiento mecánico medio a_m

(17) El recubrimiento mecánico mínimo para cualquier barra individual no debería ser menor que el requerido para R 30, para barras en una única capa, o la mitad del recubrimiento mecánico medio para barras en múltiples capas (véase la expresión (5.5)).

5.3 Pilares

5.3.1 Generalidades

(1) Para la evaluación de la resistencia al fuego de los pilares se proporcionan dos métodos, el Método A y el Método B.

5.3.2 Método A

(1) La resistencia al fuego de los pilares de hormigón armado y pretensado, sometidos principalmente a compresión en estructuras arriostradas, puede considerarse adecuada si se aplican los valores en la tabla A20.5.2a, junto con las siguientes reglas.

(2) La validez de los valores mínimos de la anchura del pilar b_{\min} , y el recubrimiento mecánico a de la armadura pasiva longitudinal dado en la tabla A20.5.2a se limitan del modo siguiente:

- longitud eficaz del pilar (para una definición, véase el apartado 5 del Anejo 19 del Código Estructural en la situación de incendio: $l_{0,fi} \leq 3$ m,
- excentricidad de primer orden en la situación de incendio: $e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi} \leq e_{\max}$, el valor de e_{\max} es 0,15h (o b),
- cuantía de armadura: $A_s < 0,04 A_c$.

NOTA 2: La longitud eficaz de un pilar en la situación de incendio $l_{0,fi}$ puede suponerse igual a l_0 a temperatura ambiente en todos los casos. Para estructuras arriostradas de edificios donde la exposición requerida al fuego normalizado mayor de 30 min, la longitud eficaz $l_{0,fi}$ puede tomarse como 0,5 l para forjados intermedios y como $0,5 \leq l_{0,fi} \leq 0,7l$ para el forjado superior, donde l es la longitud real del pilar (centro a centro).

NOTA 3: La excentricidad de primer orden en la situación de incendio puede suponerse igual a la obtenida para la temperatura ambiente de cálculo.

(3) Se ha introducido un nivel de uso, en la situación de incendio, μ_{fi} , en la tabla A20.5.2a. Tiene en cuenta las combinaciones de carga, la resistencia a compresión del pilar y la flexión, incluyendo efectos de segundo orden.

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} \quad (5.6)$$

donde:

- $N_{Ed,fi}$ es el valor de cálculo de la carga axial en la situación de incendio
- N_{Rd} es la resistencia de cálculo del pilar a temperatura ambiente
- N_{Rd} se calcula de acuerdo el Anejo 19 del Código Estructural con γ_m para el dimensionamiento a temperatura ambiente, e incluyendo efectos de segundo orden y una excentricidad inicial igual a la excentricidad de $N_{Ed,fi}$.

NOTA 1: El coeficiente de reducción η_{fi} puede utilizarse en lugar de μ_{fi} para el valor de cálculo del nivel de carga (véase el apartado 2.4.2) como una simplificación del lado de la seguridad, puesto que η_{fi} supone que el pilar está totalmente cargado en el cálculo a temperatura ambiente.

Tabla A20.5.2a Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos medios para pilares con sección rectangular o circular

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)			
	Anchura del pilar b_{\min} /recubrimiento mecánico de la armadura principal			Expuesto en una cara
	Pilar expuesto en más de una cara			
1	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
2	3	4	5	

R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	-	295/70

** Mínimo 8 barras

Para los pilares pretensados, debería considerarse un incremento del recubrimiento mecánico de acuerdo al punto (5) del apartado 5.2.

NOTA: La tabla A20.5.2a se basa en el valor $\alpha_{cc} = 1,0$.

(4) Pueden evaluarse otros valores para datos tabulados utilizando la ecuación (5.7):

$$R = 120 ((R_{\eta fi} + R_a + R_l + R_b + R_n)/120)^{1.8} \quad (5.7)$$

donde:

$$R_{\eta fi} = 83 \left[1,00 - \mu_{fi} \frac{(1+\omega)}{(0,85/\alpha_{cc}) + \omega} \right]$$

$$R_a = 1,60 (a - 30)$$

$$R_l = 9,60 (5 - l_{0,fi})$$

$$R_b = 0,09 b'$$

$$R_n = 0 \text{ para } n = 4 \text{ (solo las barras de las esquinas)}$$

$$= 12 \text{ para } n > 4$$

a es el recubrimiento mecánico de la armadura longitudinal (mm); $25 \text{ mm} \leq a \leq 80 \text{ mm}$

$l_{0,fi}$ es la longitud eficaz del pilar en la situación de incendio; $2 \text{ m} \leq l_{0,fi} \leq 6 \text{ m}$

los valores que corresponden a $l_{0,fi} = 2 \text{ m}$ proporciona resultados del lado de la seguridad para pilares con $l_{0,fi} < 2 \text{ m}$

b' = $2A_s/(b+h)$ para secciones transversales rectangulares o el diámetro de secciones transversales circulares

$$200 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}; h \leq 1,5 b$$

ω designa la cuantía mecánica de la armadura a temperatura ambiente:

$$= \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

α_{cc} es el coeficiente para la resistencia a compresión (véase el Anejo 19 del Código Estructural).

Para la excentricidad de primer orden en la situación de incendio se aplican los límites de validez dados en el punto (2) del apartado 5.3.2.

5.3.3 Método B

(1) La resistencia al fuego de los pilares de hormigón armado puede satisfacerse mediante el uso de la tabla A20.5.2b y las siguientes reglas. Se facilita información adicional en el Apéndice C.

(2) La tabla A20.5.2b es válida únicamente para pilares en estructuras arriostradas en las que:

- el nivel de carga, n , a temperatura ambiente (véase el apartado 5.8 del Anejo 19 del Código Estructural) viene dado por:

$$n = N_{0,Ed,fi} / (0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})) \quad (5.8a)$$

- la excentricidad de primer orden en la situación de incendio, e , viene dada por:

$$e = M_{0,Ed,fi} / (N_{0,Ed,fi}) \quad (5.8b)$$

e/b se ha tomado como $\leq 0,25$ con $e_{\text{máx.}} = 100$ mm

- la esbeltez del pilar en la situación de incendio, λ_{fi} , viene dada por:

$$\lambda_{fi} = l_{0,fi} / i \quad (5.8c)$$

λ_{fi} se ha tomado ≤ 30 , cubriendo la mayor parte de los pilares en edificaciones normales,

donde:

$l_{0,fi}$ es la longitud eficaz del pilar en la situación de incendio

b es la dimensión mínima de la sección para pilares rectangulares o el diámetro para pilares circulares

$N_{0,Ed,fi}, M_{0,Ed,fi}$ es la carga axil y el momento de primer orden en la situación de incendio

ω es la cuantía mecánica de la armadura a temperatura ambiente:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

i es el radio de giro mínimo.

(3) En la tabla A20.5.2b, se han introducido la carga axil y el momento flector de primer orden (véase el apartado 5.8 del Anejo 19 del Código Estructural) utilizando las expresiones (5.8a) y (5.8b) para el nivel de carga del pilar a temperatura ambiente. También se han tenido en cuenta los efectos de segundo orden.

NOTA 1: $N_{0,Ed,fi}$ puede tomarse como $0,7 N_{0,Ed}$ ($\eta_{fi} = 0,7$, véase el apartado 2.4.2) a menos que η_{fi} se calcule explícitamente).

NOTA 2: El coeficiente de esbeltez λ_{fi} en la situación de incendio puede tomarse igual a λ a temperatura ambiente en todos los casos. Para estructuras arriostradas de edificios donde la exposición requerida al fuego normalizado mayor de 30 min, la longitud eficaz $l_{0,fi}$ puede tomarse como $0,5 l$ para forjados intermedios y $0,5 l \leq l_{0,fi} \leq 0,7 l$ para el forjado superior, donde l es la longitud real del pilar (centro a centro).

Tabla A20.5.2b Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos mínimos para pilares de hormigón armado con una sección rectangular o circular

Resistencia al fuego normalizado	Cuantía mecánica de la armadura ω	Dimensiones mínimas (mm) Anchura del pilar $b_{\min}/$ recubrimiento mecánico a			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100 0,500 1,000	150/25* 150/25* 150/25*	150/25* 150/25* 150/25*	200/30:250/25* 150/25* 150/25*	300/30:350/25* 200/30:250/25* 200/30:300/25*

Resistencia al fuego normalizado	Cuantía mecánica de la armadura ω	Dimensiones mínimas (mm) Anchura del pilar b_{\min} / recubrimiento mecánico a			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 60	0,100	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.

(1) Requiere una anchura mayor de 600 mm. Se requiere una evaluación específica del pandeo.

(4) En pilares en los que $A_s \geq 0,02 A_c$, se requiere una distribución uniforme de las barras a lo largo de las caras de la sección transversal para una resistencia al fuego de más de 90 min.

5.4 Muros

5.4.1 Muros de sectorización no portantes

- (1) Cuando la resistencia al fuego de un muro de sectorización solo se requiere para satisfacer el criterio I de aislamiento térmico y el criterio E de integridad, el espesor mínimo no debería ser menor del dado en la tabla A20.5.3. Los requisitos de recubrimientos mecánicos no son aplicables a estas situaciones.
- (2) Si se utilizan áridos calcáreos, el espesor mínimo del material dado en la tabla A20.5.3 puede reducirse en un 10%.
- (3) Para evitar una deformación térmica excesiva y el consecuente fallo en la integridad entre el muro y la losa, la relación entre la altura libre del muro y su espesor no debería ser mayor de 40.

Tabla A20.5.3 Espesores mínimos de muros no portantes (tabiques)

Resistencia al fuego normalizada	Espesores mínimos del muro (mm)
1	2
EI 30	60
EI 60	80

EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175

5.4.2 Muros portantes macizos

- (1) Se puede suponer una resistencia al fuego adecuada de los muros portantes de hormigón armado si se aplican los datos indicados en la tabla A20.5.4 y las reglas siguientes.
- (2) Los valores del espesor mínimo del muro indicados en la tabla A20.5.4 también pueden usarse para muros de hormigón en masa (véase el apartado 12 del Anejo 19 del Código Estructural).
- (3) Los puntos (3) y (4) del apartado 5.4.1 también se aplican para los muros portantes macizos.

NOTA: La relación entre la altura libre del muro y su espesor se limita a 40 en el punto (3) del apartado 5.4.1. La altura libre incluye la limitación de que los datos tabulados para muros son únicamente válidos para estructuras arriostradas, véase la correspondiente limitación para pilares del apartado 5.3.1.

Tabla A20.5.4 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para muros de carga de hormigón

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)			
	Espesor del muro/recubrimiento mecánico para			
	$\mu_{fi} = 0,35$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,35$	$\mu_{fi} = 0,7$
muro expuesto en una cara	muro expuesto en dos caras	muro expuesto en una cara	muro expuesto en dos caras	
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.

NOTA: Para la definición de μ_{fi} véase el punto (3) del apartado 5.3.2.

5.4.3 Muros cortafuegos

- (1) En los casos en que un muro cortafuegos tenga que cumplir con un requisito de resistencia a impacto (criterio M, véase el punto (6) del apartado 2.1.2) además de los apartados 5.4.1 o 5.4.2, el espesor mínimo para el hormigón de peso normal no debería ser menor de:

- 200 mm para un muro de hormigón en masa (sin armadura),
- 140 mm para muro portante de hormigón armado,
- 120 mm para muro no portante de hormigón armado.

y el recubrimiento mecánico del muro portante no debería ser menor de 25 mm.

5.5 Elementos en tracción

- (1) La resistencia al fuego de los elementos en tracción de hormigón armado o pretensado puede suponerse como adecuada si se aplican los valores dados en la tabla A20.5.5 y las reglas siguientes.
- (2) Cuando la elongación excesiva de un elemento en tracción afecte a la capacidad portante de la estructura, puede ser necesario reducir la temperatura del acero en el elemento en tracción a 400 °C. En tales situaciones, los recubrimientos mecánicos de la tabla A20.5.5 deberían aumentarse utilizando la expresión (5.3) dada en el punto (7) del apartado 5.2. Para la evaluación de la elongación reducida, deberían utilizarse las propiedades de los materiales dadas en el apartado 3.

(3) La sección transversal de los elementos en tracción no debería ser menor de $2b_{\min}^2$, donde b_{\min} es la anchura mínima del elemento dada en la tabla A20.5.5.

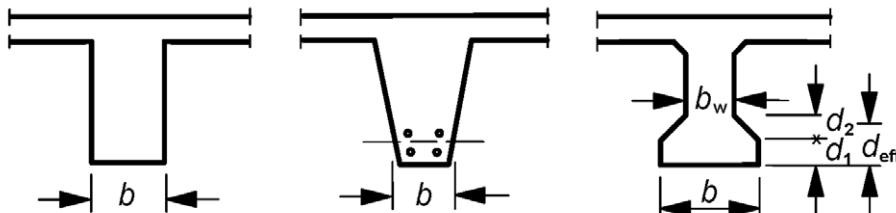
5.6 Vigas

5.6.1 Generalidades

- (1) La resistencia al fuego de los elementos en tracción de hormigón armado o pretensado puede suponerse adecuada si se aplican los valores dados en las tablas A20.5.5 a A20.5.7, junto con las reglas siguientes. Los espesores del alma se designan según la clase WC.
- (2) Las tablas se aplican a vigas que pueden exponerse al fuego en tres caras, es decir, la cara superior está aislada por losas u otros elementos cuya su función aislante permanece durante todo el periodo de resistencia al fuego. Para vigas expuestas al fuego en todas sus caras, se aplica el apartado 5.6.4.
- (3) Los valores de las tablas son válidos para las secciones transversales mostradas en la figura A20.5.4. Las reglas de aplicación (5) a (8) del apartado 5.6.1 aseguran unas dimensiones adecuadas de la sección transversal para proteger la armadura.
- (4) Para vigas de anchura variable (figura A20.5.4b) el valor mínimo b tiene como referencia el centro de gravedad de la armadura de tracción.
- (5) La altura eficaz d_{eff} del ala inferior de vigas en doble T (figura A20.5.7) no debería ser menor de:

$$d_{\text{eff}} = d_1 + 0,5 d_2 \geq b_{\min}. \quad (5.9)$$

donde b_{\min} es el valor mínimo de la anchura de la viga de acuerdo con la tabla A20.5.5.



(a) Anchura constante (b) Anchura variable (c) Sección en doble T

Figura A20.5.4 Definición de dimensiones para distintos tipos de secciones de viga

Esta regla no es aplicable si puede dibujarse una sección transversal imaginaria ((C) en la figura A20.5.5) que satisfaga los requisitos mínimos de resistencia al fuego e incluya toda la armadura pasiva de la sección transversal real.

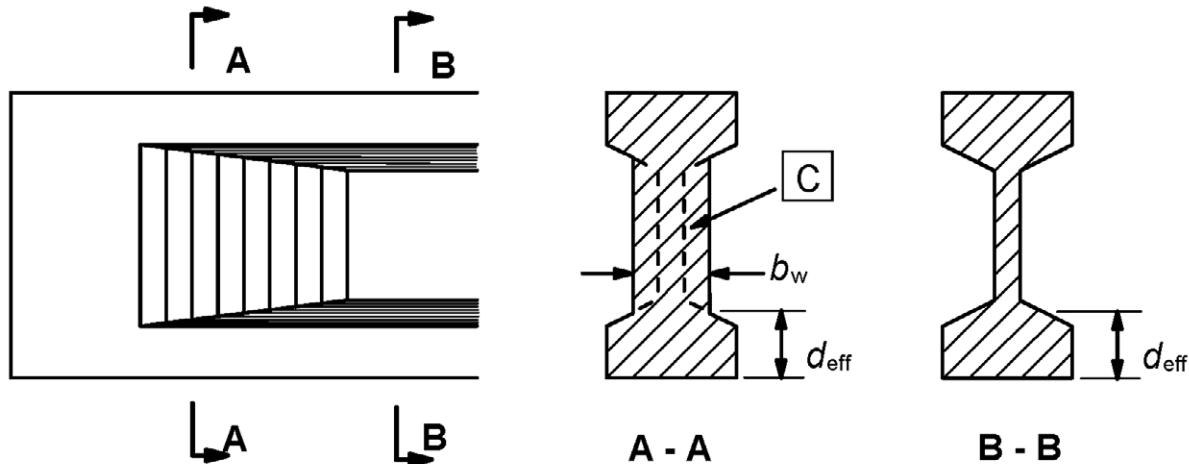
- (6) Cuando la anchura real del ala inferior b supere el límite $1,4 b_w$ (donde b_w designa la anchura real del alma, véase la figura A20.5.4(c) y $b \cdot d_{\text{eff}} < 2b_{\min}^2$), el recubrimiento mecánico de las armaduras pasivas y activas debería aumentarse a:

$$a_{\text{eff}} = a \left(1,85 - \frac{d_{\text{eff}}}{b_{\min.}} \right) \geq a \quad (5.10)$$

donde:

d_{eff} se obtiene de la expresión (5.9)

$b_{\min.}$ es la anchura mínima de la viga dada en la tabla A20.5.5.



C : Sección transversal imaginaria

Figura A20.5.5 Viga en I con alma de anchura no constante b_w , que satisface los requisitos de una sección transversal imaginaria

(7) Las perforaciones que atraviesan el alma de las vigas no afectan a la resistencia frente al fuego siempre que el área restante de la sección transversal del elemento en la zona de tracción no sea inferior a $A_c = 2b_{\min.}^2$, donde $b_{\min.}$ se obtiene de la tabla A20.5.5.

(8) En las esquinas inferiores de las vigas se produce concentración de temperatura. Por ello, se debería aumentar el recubrimiento mecánico a_{sd} (véase la figura A20.5.2) de la barra de la esquina (tendón o cable) en la parte inferior de las vigas con una única capa de armadura en 10 mm para valores de la anchura de la viga hasta los indicados en la columna 4 de la tabla A20.5.5 para vigas simplemente apoyadas, y hasta los indicados en la columna 3 de la tabla A20.5.6 para vigas continuas, para la resistencia al fuego normalizado correspondiente.

5.6.2 Vigas simplemente apoyadas

(1) La tabla A20.5.5 proporciona valores mínimos de los recubrimientos mecánicos del paramento inferior y a las caras de vigas simplemente apoyadas, junto con valores mínimos de la anchura de la viga, para las resistencias al fuego normalizado R 30 a R 240.

5.6.3 Vigas continuas

(1) La tabla A20.5.6 proporciona los valores mínimos de los recubrimientos mecánicos del paramento inferior y lateral de vigas continuas junto con valores mínimos de la anchura de la viga para las resistencias al fuego normalizado R 30 a R 240.

(2) Los datos de la tabla A20.5.6 son válidos únicamente si a) se aplican las reglas de detalles constructivos; y b) la redistribución de los momentos flectores para el dimensionamiento a temperatura ambiente no supera el 15%. En caso contrario, las vigas deberían tratarse como simplemente apoyadas.

NOTA: La tabla A20.5.6 puede utilizarse para vigas continuas en las que la redistribución de momentos es superior al 15%, siempre que haya suficiente capacidad de rotación en los apoyos para las condiciones requeridas de exposición al fuego. Se pueden realizar, si procede, unos cálculos más rigurosos en base a los métodos de cálculo simplificados (por ejemplo, el Apéndice E) para determinar valores más precisos del recubrimiento mecánico y el decalaje de las armaduras superior e inferior.

(3) El área de la armadura superior sobre cada apoyo intermedio para una resistencia al fuego normalizado R90 y superior, para distancias de hasta $0,3l_{\text{eff}}$ (según se define en el apartado 5 del Anejo 19 del Código Estructural desde el eje del apoyo, no debería ser menor de (véase la figura A20.5.6):

$$A_{s,\text{req}}(x) = A_{s,\text{req}}(0) \cdot (1 - 2,5x / l_{\text{eff}}) \quad (5.11)$$

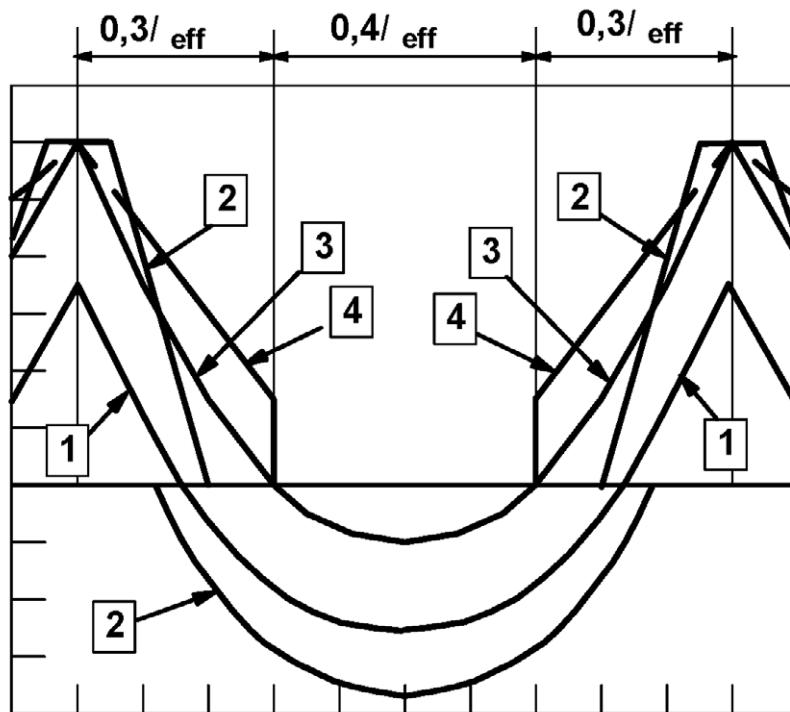
donde:

x es la distancia desde la sección considerada al eje del apoyo, donde $x \leq 0,3l_{\text{eff}}$

$A_{s,\text{req}}(0)$ es el área de armadura superior requerida sobre el apoyo, de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural

$A_{s,\text{req}}(x)$ es el área mínima de la armadura superior requerida en la sección situada a una distancia (x) desde el eje del apoyo considerado, pero no menor de $A_s(x)$ como se requiere en el Anejo 19 del Código Estructural

l_{eff} es la longitud eficaz del vano. Si la longitud eficaz de los vanos adyacentes es mayor, debería utilizarse este valor.



- [1] Diagrama de momentos flectores para las acciones en la situación de incendio a $t = 0$.
- [2] Envolvente de los momentos flectores solicitantes, equilibrados por las armaduras de tracción de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural.
- [3] Diagrama de momentos flectores en la situación de incendio.
- [4] Envolvente de los momentos flectores resistentes de acuerdo con la expresión (5.11).

Figura A20.5.6 Envolvente de los momentos flectores resistentes sobre apoyos para la situación de incendio

Tabla A20.5.5 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para vigas simplemente apoyadas fabricadas con hormigón armado y pretensado

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)							
	Combinaciones posibles de a y b_{\min} donde a es el recubrimiento mecánico medio y b_{\min} es la anchura de la viga					Espesor del alma b_w		
	Clase WA	Clase WB	Clase WC					
1	2	3	4	5	6	7	8	
R 30	$b_{\min} = 80$ $a = 25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80	
R 60	$b_{\min} = 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100	
R 90	$b_{\min} = 150$ $a = 55$	200 45	300 40	400 35	110	100	100	
R 120	$b_{\min} = 200$ $a = 65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120	
R 180	$b_{\min} = 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140	
R 240	$b_{\min} = 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160	
$a_{sd} = a + 10$ mm (véase la nota inferior)								

Para las vigas pretensadas, se debería considerar un incremento del recubrimiento mecánico según el punto (5) del apartado 5.2.

a_{sd} es el recubrimiento mecánico del paramento lateral de la viga para las barras de esquina (o tendón o cable) de vigas con una única capa de armadura. Para valores de b_{\min} mayores que el dado en la columna 4 no se requiere un incremento de a_{sd} .

* El recubrimiento geométrico requerido por el Anexo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.

Tabla A20.5.6 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para vigas continuas fabricadas con hormigón armado y pretensado (véase también la tabla A20.5.7)

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)							
	Combinaciones posibles de a y b_{\min} donde a es el recubrimiento mecánico medio y b_{\min} es la anchura de la viga					Espesor del alma b_w		
	Clase WA	Clase WB	Clase WC					
1	2	3	4	5	6	7	8	
R 30	$b_{\min} = 80$ $a = 15^*$	160 12*	-	-	80	80	80	
R 60	$b_{\min} = 120$ $a = 25$	200 12*	-	-	100	80	100	
R 90	$b_{\min} = 150$	250	-	-	110	100	100	

	$a = 35$	25									
R 120	$b_{\min.} = 200$ $a = 45$	300 35	450 35	500 30	130	120	120				
R 180	$b_{\min.} = 240$ $a = 60$	400 50	550 50	600 40	150	150	140				
R 240	$b_{\min.} = 280$ $a = 75$	500 60	650 60	700 50	170	170	160				
$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$ (véase la nota inferior)											
Para las vigas pretensadas, se debería considerar un incremento del recubrimiento mecánico según el punto (5) del apartado 5.2.											
a_{sd} es el recubrimiento mecánico del paramento lateral de la viga para las barras de esquina (o tendón o cable) de vigas con una única capa de armadura. Para valores de $b_{\min.}$ mayores que el dado en la columna 3 no se requiere un incremento de a_{sd} .											
* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.											

(4) La tabla A20.5.6 se aplica a vigas continuas que utilizan armaduras activas no adherentes únicamente si el momento negativo total sobre los apoyos intermedios en la situación de incendio es resistido por las armaduras adherentes.

(5) El espesor del alma de vigas continuas con sección en I b_w (véase la figura A20.5.6) no debería ser menor que el valor mínimo $b_{\min.}$ indicado en la columna 2 de la tabla A20.5.6, para una distancia de $2h$ desde un apoyo intermedio, a menos que pueda demostrarse que no se producirá un desconchado explosivo (véase el apartado 4.5).

(6) Para impedir una rotura del hormigón por compresión o por cortante en el primer apoyo intermedio de una viga continua, deberían aumentarse la anchura de la viga y el espesor del alma para las resistencias al fuego normalizado R120 - R 240 de acuerdo con la tabla A20.5.7, si se dan las dos condiciones siguientes:

- (a) El apoyo del extremo no presenta ninguna resistencia a flexión, ni por la unión ni por la viga (para los propósitos de este punto, el punto (1) del apartado 9.2.1.2 del Anejo 19 del Código Estructural ofrece el momento resistente cuando se incorpora a una unión capaz de transferir momentos), y
- (b) $V_{Ed} > 2/3 V_{Rd,máx.}$ en el primer apoyo intermedio, donde V_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo de cortante a temperatura ambiente y $V_{Rd,máx.}$ es el valor de cálculo de la resistencia a cortante de las bielas comprimidas de acuerdo con el apartado 6 del Anejo 19 del Código Estructural.

Tabla A20.5.7 Vigas en doble T continuas de hormigón armado y pretensado; anchura de viga y espesor del alma incrementados para las condiciones del punto (6) del apartado 5.6.3

Resistencia al fuego normalizado	Anchura mínima de viga $b_{\min.}$ (mm) y espesor del alma b_w (mm)
1	2
R 120	220
R 180	380
R 240	480

5.6.4 Vigas expuestas en todas sus caras

- 1) Se aplican las tablas A20.5.5, A20.5.6 y A20.5.7: sin embargo
 - la altura de la viga no debería ser menor que la anchura mínima requerida para el periodo de resistencia al fuego correspondiente,
 - el área de la sección transversal de la viga no debería ser menor que:

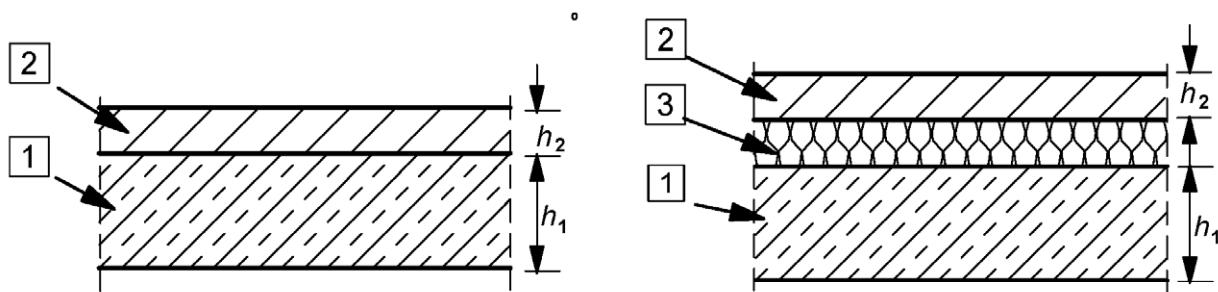
$$A_c = 2b_{\min}^2 \quad (5.12)$$

donde b_{\min} se obtiene de las tablas A20.5.5 a A20.5.7.

5.7 Losas

5.7.1 Generalidades

- (1) La resistencia al fuego de las losas de hormigón armado y pretensado puede considerarse adecuada si se aplican los valores de la tabla A20.5.8, junto con las reglas siguientes.
- (2) El espesor mínimo de losa h_s dado en la tabla A20.5.8 asegura una función separadora adecuada (criterio E e I). Los revestimientos del suelo contribuirán a la función separadora de forma proporcional a su espesor (véase la figura A20.5.7). Si es necesaria una función portante (criterio R) solo se tomará el espesor de losa necesario supuesto para el cálculo según el Anexo 19 del Código Estructural.
- (3) Las reglas dadas en los apartados 5.7.2 y 5.7.3 también se aplican a las alas de vigas con secciones tipo T o II.



- [1] Losa de hormigón
- [2] Revestimiento del suelo (no combustible)
- [3] Aislante acústico (eventualmente combustible)

$$h_s = h_1 + h_2 \quad (\text{Tabla 20.5.9})$$

Figura A20.5.7 Placa de hormigón con revestimiento del suelo

5.7.2 Losas macizas simplemente apoyadas

- (1) La tabla A20.5.8 proporciona los valores mínimos de los recubrimientos mecánicos de la cara inferior de losas simplemente apoyadas para resistencias al fuego normalizado R 30 a R 240.
- (2) En lasos bidireccionales a designa el recubrimiento mecánico en la capa inferior.

Tabla A20.5.8 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para losas macizas simplemente apoyadas de hormigón armado y pretensado unidireccionales y bidireccionales

Resistencia al fuego normalizado	Espesor de la losa h_s (mm)	Dimensiones mínimas (mm)		
		Recubrimiento mecánico a		
		Unidireccional	Bidireccional	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x y l_y son las luces de una losa bidireccional (dos direcciones en ángulo recto) donde l_y es la mayor luz.

Para las losas pretensadas, debería tenerse en cuenta el incremento del recubrimiento mecánico a de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.2.

El recubrimiento mecánico a indicado en las columnas 4 y 5 para lasos bidireccionales se refiere a losas apoyadas en los cuatro bordes. En caso contrario, deberían tratarse como una losa unidireccional.

* El recubrimiento geométrico requerido por el anexo 19 será, normalmente, el valor determinante.

5.7.3 Losas macizas continuas

(1) Los valores dados en la tabla A20.5.8 (columnas 2 y 4) también se aplican a losas continuas unidireccionales y bidireccionales.

(2) Se aplican la tabla A20.5.8 y las reglas siguientes para losas en las que la redistribución de momentos no supera el 15% para el cálculo a temperatura ambiente. A falta de un cálculo más riguroso y cuando la redistribución supera el 15%, o no se siguen las reglas de detalles de esta norma, cada vano de losa continua debería valorarse como una losa simplemente apoyada utilizando la tabla A20.5.8 (las columnas 2, 3, 4 o 5 respectivamente).

Las reglas indicadas en el punto (3) del apartado 5.6.3 para vigas continuas también se aplican a losas continuas. Si no se siguen estas reglas, cada vano de una losa continua debería evaluarse como una losa simplemente apoyada igual que en el caso anterior.

(3) Debería disponerse una armadura mínima negativa $A_s \geq 0,005 A_c$ sobre el apoyo intermedio, si es aplicable alguna de las siguientes condiciones:

- Se utiliza armadura conformada en frío,
- En losas continuas de dos vanos, no existen coacciones a flexión en los apoyos extremos ni por los detalles constructivos del Anexo 19 del Código Estructural ni por las condiciones de dimensionamiento (véase, por ejemplo, el apartado 9 del Anexo 19),
- No se da la posibilidad de redistribuir efectos de carga transversales en la dirección del vano como, por ejemplo, en los muros intermedios u otros apoyos en la dirección del vano, no considerados en el cálculo (véase la figura A20.5.8).

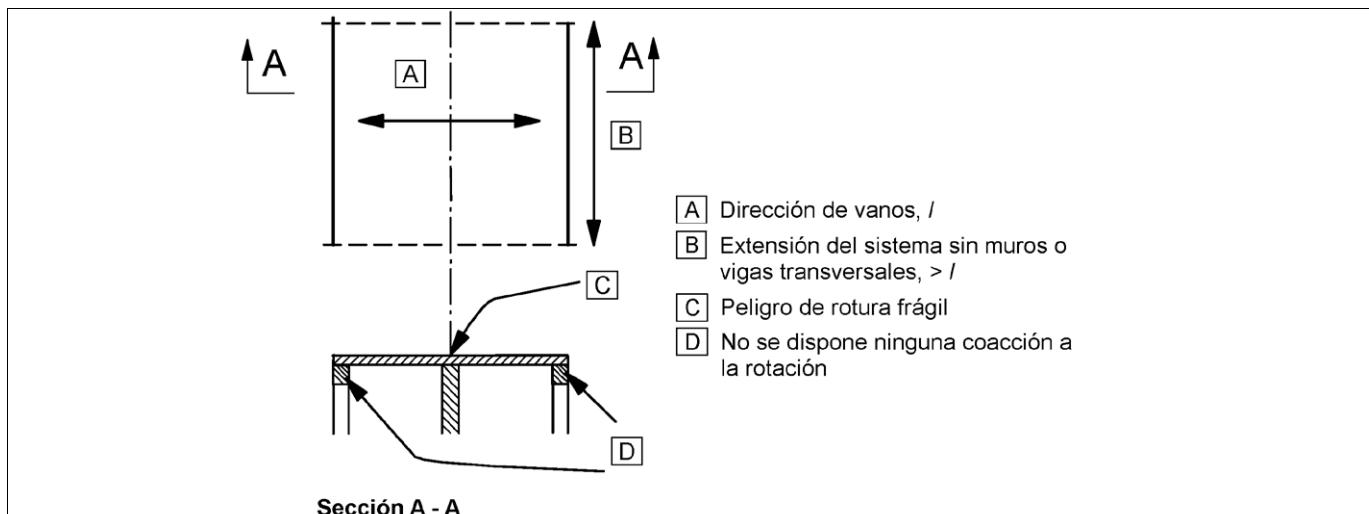


Figura A20.5.8 Sistemas de placas para las que deberían disponerse las armaduras mínimas de acuerdo con el punto (3) del apartado 5.7.3

5.7.4 Losas planas

- (1) Las siguientes reglas se aplican a placas en las que la redistribución de momentos de acuerdo con el apartado 5 del Anexo 19 del Código Estructural, no supera el 15%. En caso contrario, los recubrimientos mecánicos de las armaduras deberían tomarse como en las placas unidireccionales (columna 3 de la tabla A20.5.8) y el espesor mínimo de la tabla A20.5.9.
- (2) Para calificaciones de la resistencia al fuego normalizado REI 90 y superiores se debería disponer de forma continua sobre todo el vano al menos el 20% de la armadura superior total sobre apoyos intermedios requerida por el Anexo 19 en cada dirección. Esta armadura debería colocarse en la banda del apoyo.
- (3) Los espesores mínimos de placa no deberían reducirse (por ejemplo teniendo en cuenta los revestimientos de los suelos).
- (4) La distancia a designa el recubrimiento mecánico de la capa inferior.

Tabla A20.5.9 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para placas planas sólidas de hormigón armado y pretensado

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)	
	Espesor de placa h_s	Recubrimiento mecánico a
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

* El recubrimiento geométrico requerido por el Anexo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.

5.7.5 Losas nervadas

- (1) Para la evaluación de la resistencia al fuego de placas nervadas unidireccionales armadas y pretensadas, se aplican los apartados 5.6.2 y 5.6.3 para los nervios y el apartado 5.7.3 y las columnas 2 y 5 de la tabla A20.5.8 para las alas.

- (2) Para losas nervadas armadas y pretensadas apoyadas en dos sentidos, su resistencia al fuego puede suponerse adecuada si se aplican los valores en las tablas A20.5.10 y A20.5.11, junto con las reglas siguientes.
- (3) Los valores de las tablas A20.5.10 y A20.5.11 son válidos para losas nervadas sometidas predominantemente a cargas repartidas de forma uniforme.
- (4) Para losas nervadas con armadura dispuesta en varias capas se aplica el punto (15) del apartado 5.2.
- (5) En losas nervadas continuas, la armadura superior debería colocarse en la mitad superior del ala.
- (6) La tabla A20.5.10 es válida para losas nervadas bidireccionales simplemente apoyadas. También es válida para losas nervadas bidireccionales con al menos un borde coaccionado y resistencias al fuego normalizado inferiores a REI 180, en las que los detalles constructivos de la armadura superior no satisfacen los requisitos expuestos en el punto (3) del apartado 5.6.3.
- (7) La tabla A20.5.11 es válida para losas nervadas bidireccionales con, al menos, un borde coaccionado. Para los detalles constructivos de la armadura superior se aplica el punto (3) del apartado 5.6.3 para todas las resistencias al fuego normalizado.

Tabla A20.5.10 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para losas nervadas de hormigón armado o pretensado bidireccionales simplemente apoyadas

Resistencia al fuego normalizado	Medidas mínimas (mm)				Espesor de la losa h_s y recubrimiento mecánico a en el ala
	Posibles combinaciones de la anchura de los nervios $b_{\min.}$ y recubrimiento mecánico a				
1	2	3	4		5
REI 30	$b_{\min.} = 80$ $a = 15^*$	-	-		$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 60	$b_{\min.} = 100$ $a = 35$	120 25	≥ 200 15^*		$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 90	$b_{\min.} = 120$ $a = 45$	160 40	≥ 250 30		$h_s = 100$ $a = 15^*$
REI 120	$b_{\min.} = 160$ $a = 60$	190 55	≥ 300 40		$h_s = 120$ $a = 20$
REI 180	$b_{\min.} = 220$ $a = 75$	260 70	≥ 410 60		$h_s = 150$ $a = 30$
REI 240	$b_{\min.} = 280$ $a = 90$	350 75	≥ 500 70		$h_s = 175$ $a = 40$
$a_{sd} = a + 10$					
Para lasos nervadas pretensadas, el recubrimiento mecánico a deberá incrementarse de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.2.					
a_{sd} designa el recubrimiento mecánico medio del paramento lateral del nervio expuesto al fuego.					
* El recubrimiento geométrico requerido por el Anexo 19 será, normalmente, el valor determinante.					

Tabla A20.5.11 Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para losas nervadas de dos vanos de hormigón armado o pretensado con al menos una arista restringida

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)				Espesor de la losa h_s y recubrimiento mecánico a en el ala
	Posibles combinaciones de la anchura de los nervios b_{\min} y el recubrimiento mecánico a			5	
1	2	3	4		
REI 30	$b_{\min} = 80$ $a = 10^*$	-	-		$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 60	$b_{\min} = 100$ $a = 25$	120 15*	≥ 200 10*		$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 90	$b_{\min} = 120$ $a = 35$	160 25	≥ 250 15*		$h_s = 100$ $a = 15^*$
REI 120	$b_{\min} = 160$ $a = 45$	190 40	≥ 300 30		$h_s = 120$ $a = 20$
REI 180	$b_{\min} = 310$ $a = 60$	600 50	-		$h_s = 150$ $a = 30$
REI 240	$b_{\min} = 450$ $a = 70$	700 60	-		$h_s = 175$ $a = 40$
$a_{sd} = a + 10$					
Para lasas nervadas pretensadas, el recubrimiento mecánico a debería incrementarse de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.2.					
a_{sd} designa el recubrimiento mecánico del paramento lateral del nervio expuesto al fuego.					
* El recubrimiento geométrico requerido por el Anexo 19 será, normalmente, el valor determinante.					

6 Hormigones de alta resistencia

6.1 Generalidades

- (1) Este apartado proporciona reglas adicionales para el hormigón de alta resistencia (HSC – *high strength concrete*).
- (2) Los elementos estructurales se deben dimensionar a altas temperaturas con las propiedades de ese tipo de hormigón y debe tenerse en cuenta el riesgo de desconchado.
- (3) Las propiedades de resistencia se dan para tres clases y las recomendaciones contra el desconchado se dan para dos gamas de HSC.

NOTA: En los casos en que sea probable que la resistencia característica real del hormigón sea de una clase superior a la especificada en el cálculo, debería utilizarse la reducción relativa de la resistencia para la clase superior para los cálculos de resistencia al fuego.

- (4) Las propiedades y las recomendaciones se dan para la exposición al fuego correspondiente únicamente a la curva normalizada tiempo-temperatura.
- (5) Debería aplicarse una reducción en la resistencia, $f_{c,0}/f_{ck}$, a alta temperatura. Se dan tres clases de valores de $f_{c,0}/f_{ck}$ en la tabla A20.6.1, siendo para hormigones con $f_{ck} 55$ y 60 N/mm^2 la clase 1, para hormigones con $f_{ck} 70$ y 80 N/mm^2 la clase 2 y para hormigones con $f_{ck} 90 \text{ N/mm}^2$ la clase 3. Véanse también las notas a los puntos (3) del apartado 6.4.2.1 y (2) del apartado 6.4.2.2.

Tabla A20.6.1 Reducción de la resistencia a alta temperatura

Temperatura del hormigón θ °C	$f_{c,\theta}/f_{ck}$		
	Clase 1	Clase 2	Clase 3
20	1,00	1,0	1,0
50	1,00	1,0	1,0
100	0,90	0,75	0,75
200			0,70
250	0,90		
300	0,85		0,65
400	0,75	0,75	0,45
500			0,30
600			0,25
700			
800	0,15	0,15	0,15
900	0,08		0,08
1000	0,04		0,04
1100	0,01		0,01
1200	0,00	0,00	0,00

6.2 Desconchado

(1) Para hormigones con resistencia característica f_{ck} 55 a 80 N/mm² se aplican las reglas dadas en el apartado 4.5, siempre que el contenido máximo de humo de sílice sea menor del 6% en peso de cemento. Para contenidos más altos de humo de sílice, se aplican las reglas dadas en el punto (2).

(2) Para hormigones con resistencia característica f_{ck} 80 a 90 N/mm² debería aplicarse al menos uno de los métodos siguientes:

Método A: Una malla de armadura con un recubrimiento geométrico nominal de 15 mm. Esta malla debería tener alambres con un diámetro ≥ 2 mm con un paso $\leq 50 \times 50$ mm. El recubrimiento geométrico nominal para la armadura principal debería ser ≥ 40 mm.

Método B: Un tipo de hormigón para el que se haya demostrado (por experiencia local o mediante ensayos) que no se produce desconchado del hormigón por la exposición al fuego.

Método C: Capas de protección para las que se haya demostrado que no se produce desconchado del hormigón por la exposición al fuego.

Método D: La mezcla de hormigón incluye más de 2 kg/m³ de fibras monofilamento de propileno.

6.3 Propiedades térmicas

(1) Los valores dados en el apartado 3.3 pueden aplicarse también al hormigón de alta resistencia.

NOTA 1: No se proporcionan valores para la conductividad térmica para el hormigón de alta resistencia.

NOTA 2: La conductividad térmica del hormigón de alta resistencia puede ser mayor que la del hormigón de resistencia normal.

6.4 Cálculo estructural

6.4.1 Cálculo de la capacidad portante

- (1) La capacidad portante en la situación de incendio se debe determinar considerando lo siguiente:
- la exposición térmica y el campo de temperaturas resultante en el elemento,
 - la reducción de la resistencia del material debido a unas temperaturas elevadas,
 - las solicitudes debidas a la dilatación térmica producida,
 - los efectos de segundo orden.
- (2) Esta determinación puede realizarse mediante un análisis estructural global o un análisis simplificado por elemento. El análisis estructural global debería basarse en información contrastada. Los métodos de cálculo simplificado para pilares, muros, vigas y losas se describen a continuación.

6.4.2 Métodos de cálculo simplificados

- (1) Los métodos de cálculo simplificados dados en el anexo B son aplicables al hormigón de alta resistencia.

6.4.2.1 Pilares y muros

- (1) Puede realizarse una comprobación de la capacidad portante de pilares y muros en la situación de incendio para una sección transversal reducida utilizando los métodos aplicables al cálculo normal, por ejemplo, el apartado B.1.
- (2) La sección transversal reducida debería obtenerse en base al método simplificado del Apéndice B, suprimiendo del hormigón no eficaz por el fuego debido a la influencia de los factores de segundo orden.
- (3) En el cálculo de la sección transversal reducida, el espesor reducido del hormigón se calcula a partir de la profundidad de la isoterma 500 °C, a_{500} , incrementada por un coeficiente k . Por ello, en el cálculo de la sección transversal reducida para pilares y muros debería utilizarse la expresión (6.4).

$$a_z = k \cdot a_{z, 500} \quad (6.4)$$

k permite la conversión desde la profundidad de isoterma de 500 °C a la de 460 °C para la clase 1 en la tabla A20.6.1, y a la profundidad de isoterma de 400 °C para la clase 2 en la tabla A20.6.1. El valor de k es 1,1 para la Clase 1 y de 1,2 para la Clase 2. Para la Clase 3, se recomiendan métodos más precisos.

- (4) El momento resistente de las secciones transversales sometidas a flexocompresión puede calcularse utilizando el método de zona indicado en el apartado B.2, teniendo en cuenta $E_{c,fi}(\theta) = k_c^2(\theta) \cdot E_c$ si procede.
- (5) Los regímenes de calentamiento que no cumplen los criterios del método simplificado requieren un análisis completo y detallado que considere la resistencia relativa del hormigón en función de la temperatura.

6.4.2.2 Vigas y losas

- (1) El momento resistente de las vigas y losas en la situación de incendio puede obtenerse a partir de la sección transversal reducida, como se define en el apartado B.1, utilizando los métodos aplicables al cálculo normal.
- (2) Debería realizarse una reducción adicional del momento resistente calculado:

$$M_{d,fi} = M_{500} \cdot k_m \quad (6.5)$$

donde:

$M_{d,fi}$ es el valor de cálculo del momento resistente en la situación de incendio

M_{500} es el momento resistente calculado a partir de la sección transversal reducida, definida mediante la isoterma 500 °C

k_m es un coeficiente de reducción (que depende de la reducción de la resistencia dada en la tabla A20.6.1) cuyos valores se incluyen en la tabla A20.6.2 de este anexo para las Clases 1 y 2. Para la Clase 3 se recomiendan métodos más precisos.

Tabla A20.6.2 Coeficientes de reducción del momento resistente para vigas y losas

Elemento	k_m	
	Clase 1	Clase 2
Vigas	0,98	0,95
Losas expuestas al fuego en la zona de compresión	0,98	0,95
Losas expuestas al fuego en la cara de tracción, $h_1 \geq 120$ mm	0,98	0,95
Losas expuestas al fuego en la cara de tracción, $h_1 = 50$ mm	0,95	0,85

donde h_1 es el espesor del hormigón de la losa (véase la figura A20.5.7)

(3) Para espesores de losa en el rango 50 a 120 mm, con exposición al fuego en la cara de tracción, el coeficiente de reducción puede obtenerse por interpolación lineal.

(4) Los regímenes de calentamiento que no cumplen los criterios del método simplificado deberían apoyarse en análisis completos y detallados que consideren la resistencia relativa del hormigón en función de la temperatura.

6.4.3 Datos tabulados

(1) El método tabulado dado en el apartado 5 puede utilizarse también para HSC si las dimensiones mínimas de la sección transversal se aumenta en:

- $(k - 1)a$ para muros y losas expuestas únicamente en una cara,
- $2(k - 1)a$ para todos los demás elementos estructurales, y el recubrimiento mecánico se multiplica por k .

donde:

k es el coeficiente dado en el punto (3) del apartado 6.4.2.1

a es el recubrimiento mecánico requerido en el apartado 5.

NOTA: Para los pilares, debería definirse el grado de utilización en la situación de incendio μ_f o el nivel de carga de un pilar a temperatura ambiente n antes de calcular el aumento de las dimensiones de la sección transversal por $2(k - 1)a$.

Apéndice A Recomendaciones para los perfiles de temperatura

(1) Este apéndice proporciona los perfiles de temperatura calculados para losas (figura A20.A.2), vigas (figuras A20.A.3 – A20.A.10) y pilares (figuras A20.A.11 – A20.A.20). La figura A20.A.2, para losas, también se aplica a muros expuestos por una cara.

(2) Las figuras se basan en los siguientes valores:

- el calor específico del hormigón es el dado en el apartado 3.3.2, con una humedad específica del 1,5%. Los gráficos de temperatura son conservadores para humedades mayores de 1,5%,
- el límite inferior de la conductividad térmica del hormigón es el dado en el apartado 3.3.3.

NOTA El límite inferior de la conductividad térmica se ha obtenido a partir de comparaciones con temperaturas medidas en los ensayos de fuego para distintos tipos de estructuras de hormigón. El límite inferior proporciona temperaturas más realistas para estructuras de hormigón que el límite superior, obtenido de ensayos para estructuras compuestas de acero y hormigón

- la emisividad relativa a la superficie del hormigón, 0,7, es la dada en el apartado 2.2,
- el coeficiente de convección es 25 W/m²K.

(3) La figura A20.A.1 muestra cómo los perfiles de temperatura representan la temperatura en la sección transversal de vigas y pilares teniendo en cuenta la simetría.

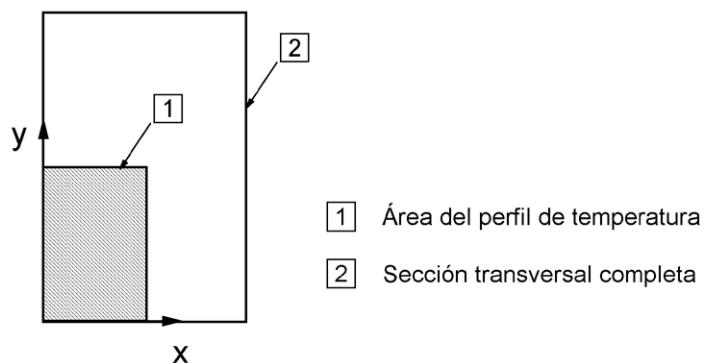


Figura A20.A.1 Área de la sección transversal para la que se presentan los perfiles de temperatura

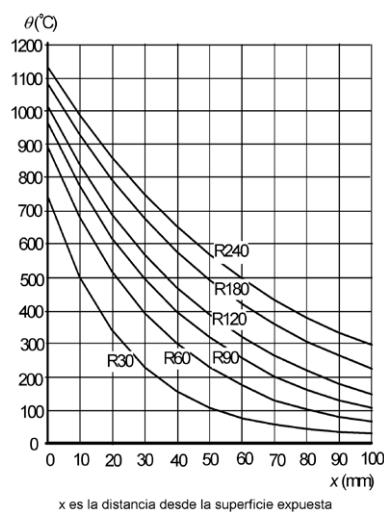


Figura A20.A.2 Perfiles de temperatura para losas (altura $h = 200$) para R60 - R240

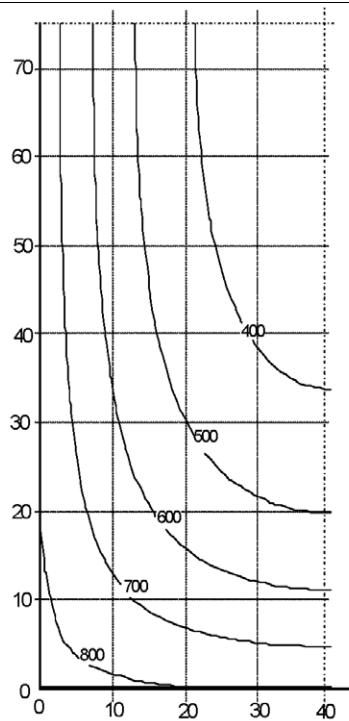
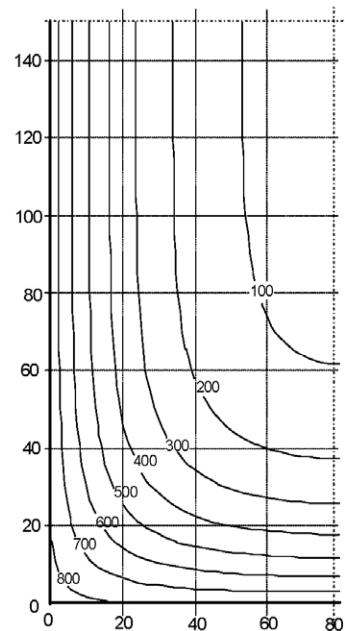
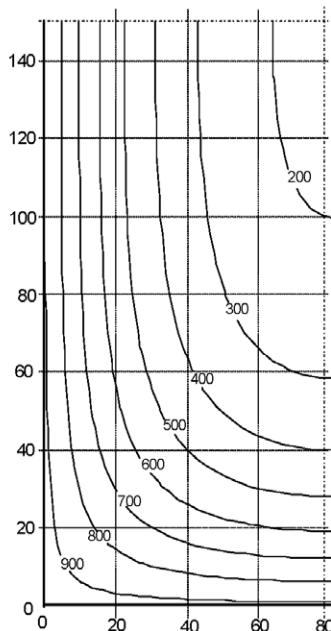


Figura A20.A.3 Perfiles de temperatura (°C) para una viga, $h \times b = 150 \times 80$ - R30



a) R30



b) R60

Figura A20.A.4 Perfiles de temperatura (°C) para una viga, $h \times b = 300 \times 160$

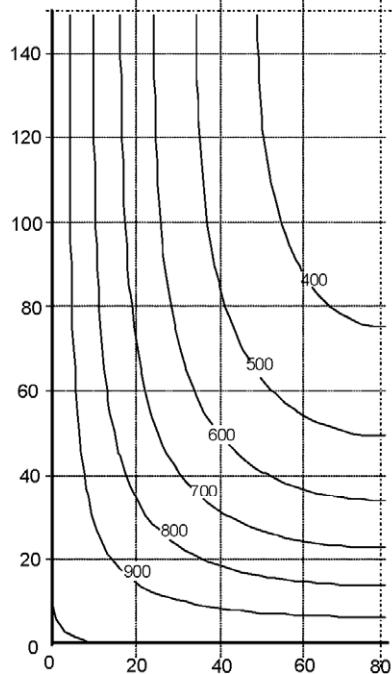
**a) R90**

Figura A20.A.5 Perfiles de temperatura (°C) para una viga, $h \times b = 300 \times 160$

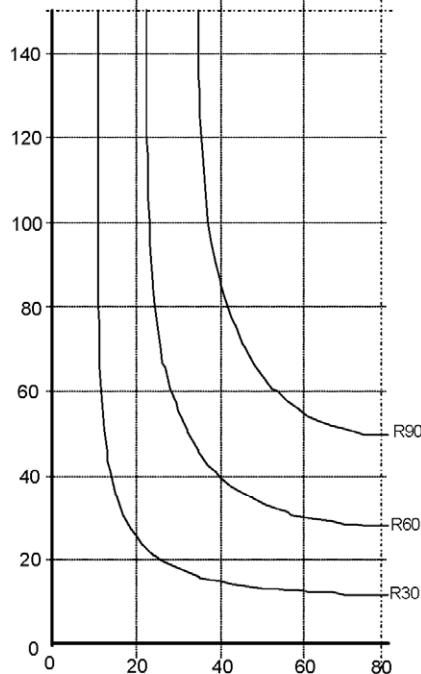


Figura A20.A.6 Isotermas de 500 °C para una viga, $h \times b = 300 \times 160$

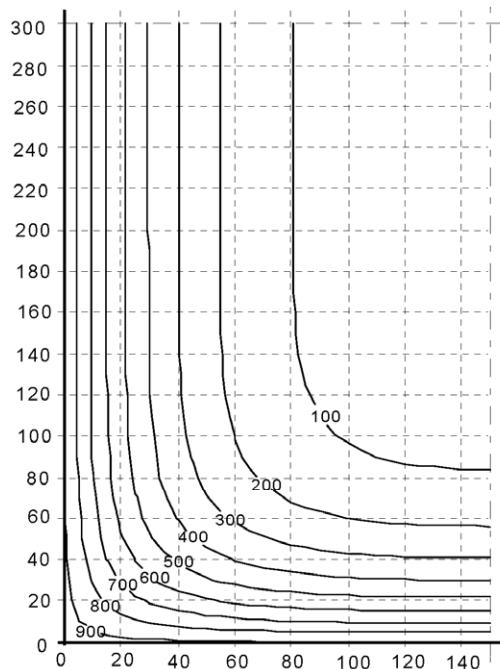
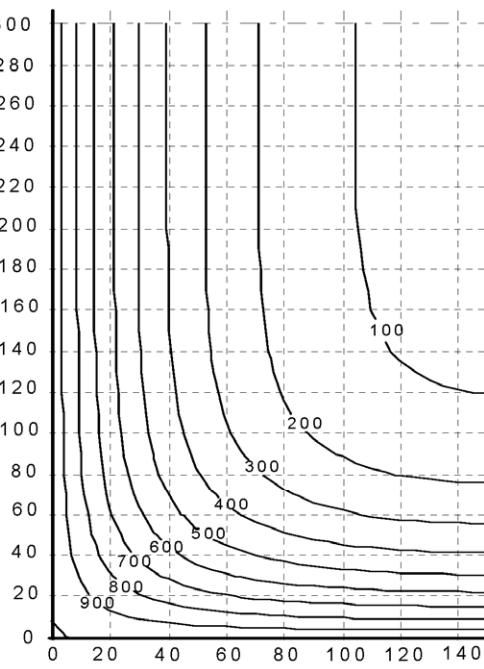
**a) R60**

Figura A20.A.7 Perfiles de temperatura (°C) para una viga $h \times b = 600 \times 300$

**b) R90**

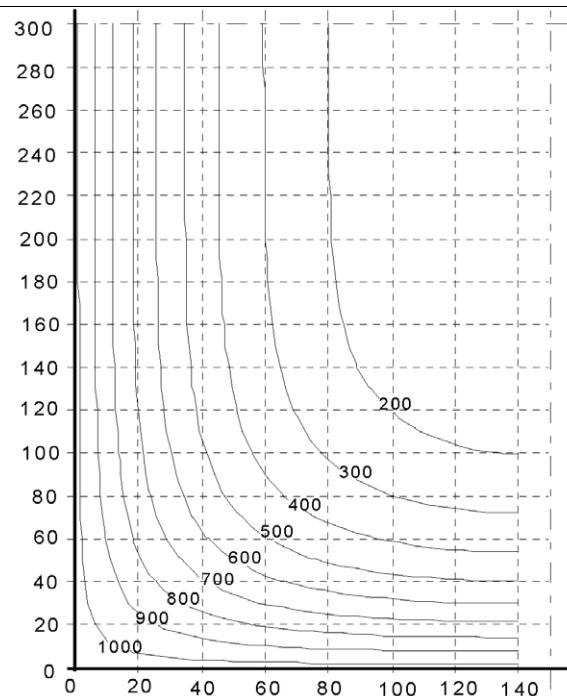
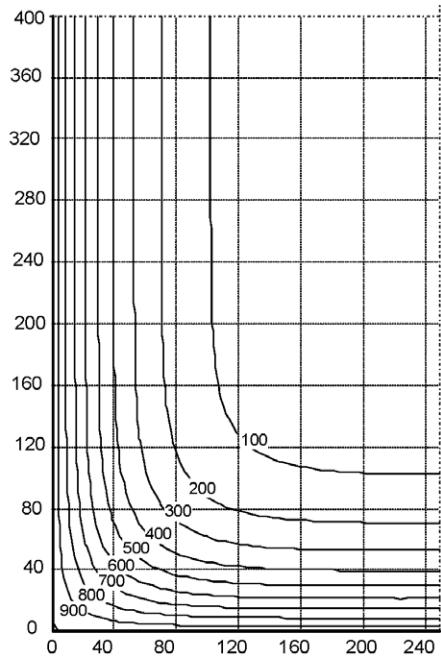
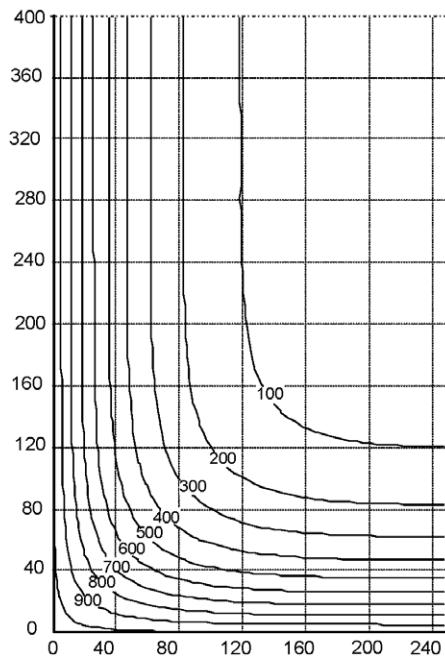


Figura A20.A.8 Perfiles de temperatura (°C) para una viga $h \times b = 600 \times 300$ - R120

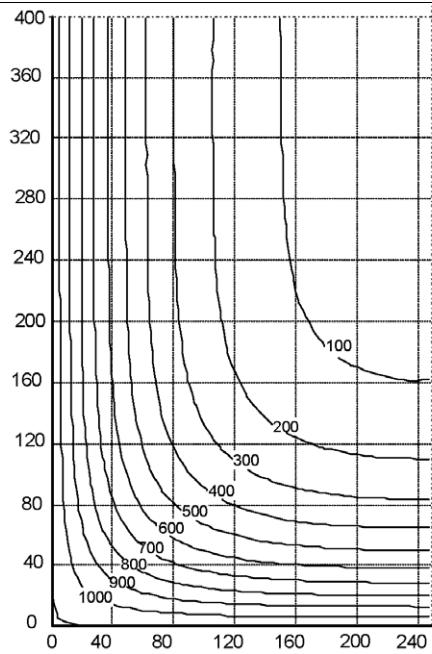


a) R90

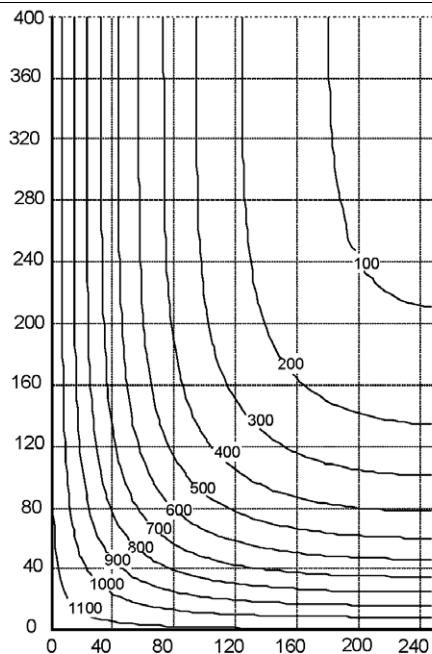


b) R120

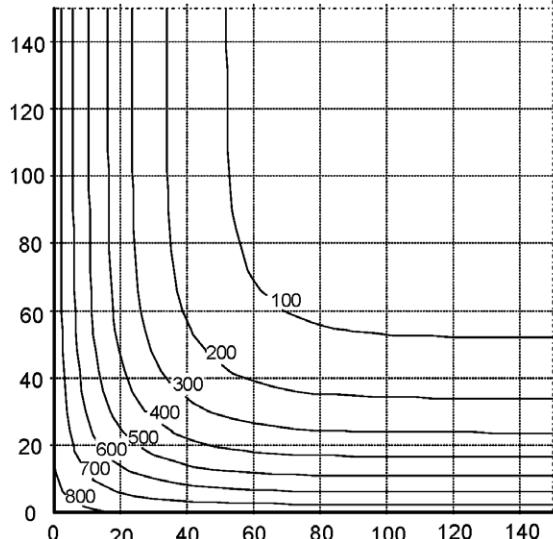
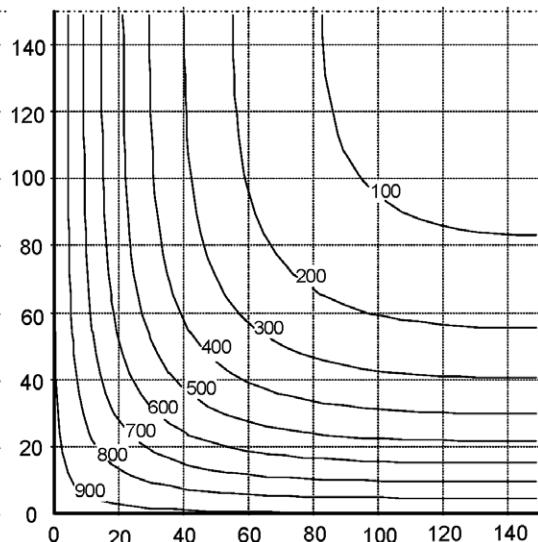
Figura A20.A.9 Perfiles de temperatura (°C) para una viga $h \times b = 800 \times 500$



a) R180



b) R240

Figura A20.A.10 Perfiles de temperatura ($^{\circ}\text{C}$) para una viga $h \times b = 800 \times 500$ Figura A20.A.11 Perfiles de temperatura ($^{\circ}\text{C}$) para un pilar, $h \times b = 300 \times 300$ - R30Figura A20.A.12 Perfiles de temperatura ($^{\circ}\text{C}$) para un pilar, $h \times b = 300 \times 300$ - R60

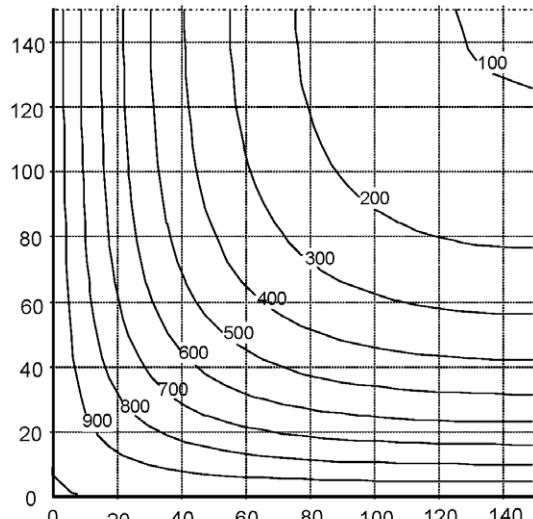


Figura A20.A.13 Perfiles de temperatura (°C) para un pilar, $h \times b = 300 \times 300$ - R90

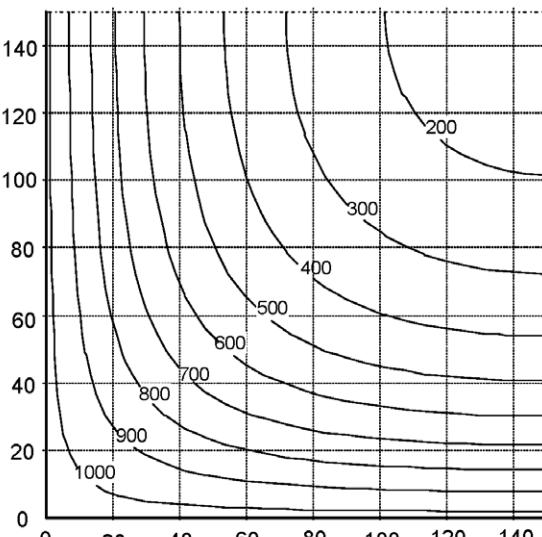


Figura A20.A.14 Perfiles de temperatura (°C) para un pilar, $h \times b = 300 \times 300$ - R120

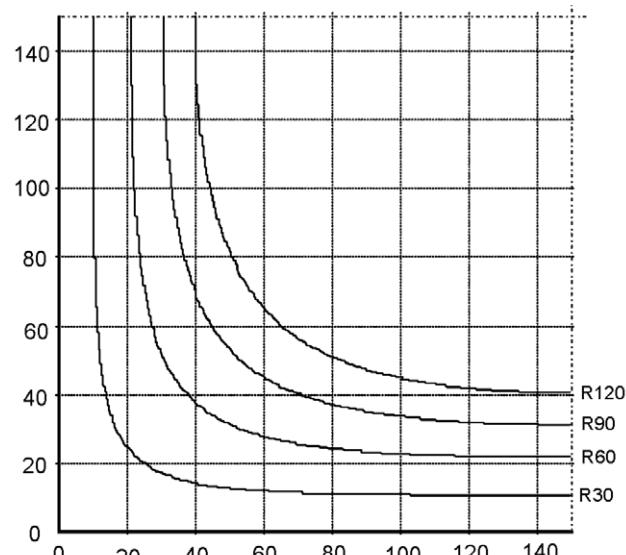


Figura A20.A.15 Isotermas 500 °C para un pilar, $h \times b = 300 \times 300$

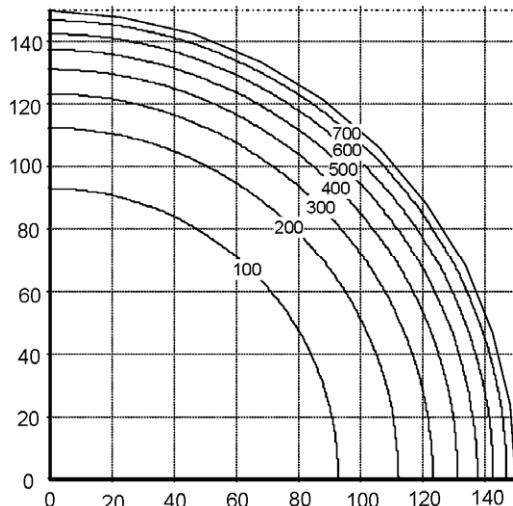


Figura A20.A.16 Perfiles de temperatura (°C) para un pilar circular, diámetro 300 - R30

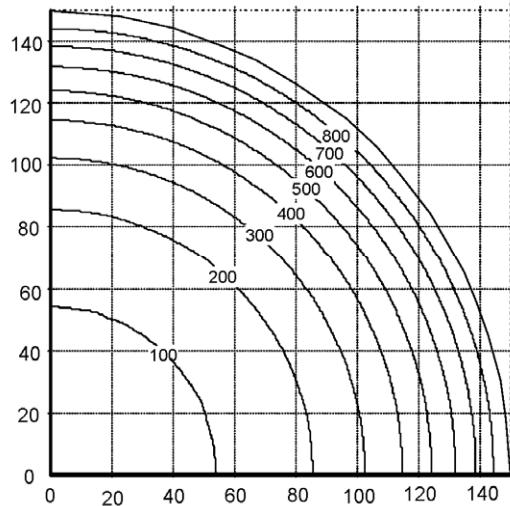


Figura A20.A.17 Perfiles de temperatura (°C) para un pilar circular, diámetro 300 - R60

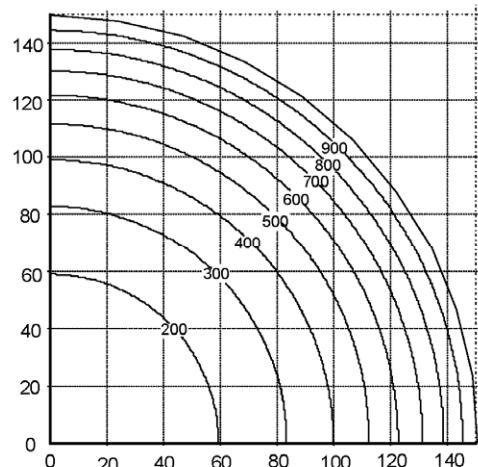


Figura A20.A.18 Perfiles de temperatura (°C) para un pilar circular, diámetro 300 - R90

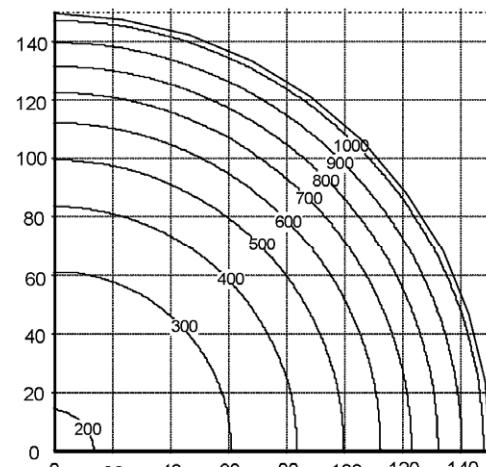


Figura A20.A.19 Perfiles de temperatura (°C) para un pilar circular, diámetro 300 - R120

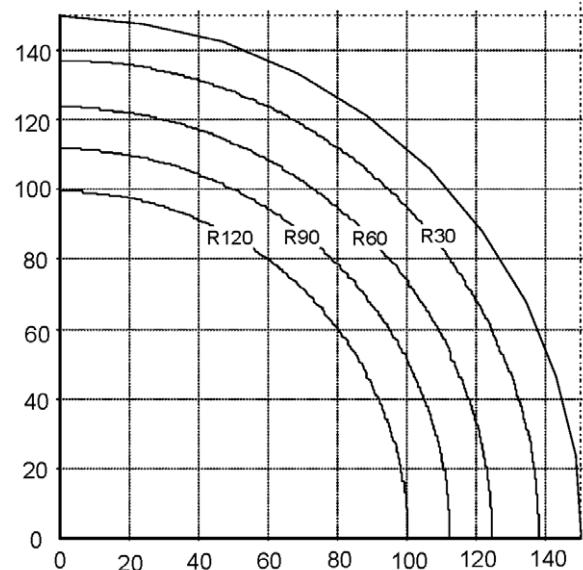


Figura A20.A.20 Isotermas 500 °C para un pilar circular, diámetro 300

Apéndice B Métodos de cálculo simplificados recomendados

B.1 Método de la isoterma 500 °C

B.1.1 Principio y campo de aplicación

(1) Este método es aplicable para una exposición al fuego normalizado y a cualquier otro régimen de calentamiento que produzca campos de temperatura similares en el elemento expuesto al fuego. Los regímenes de calentamiento que no cumplan este criterio requieren un análisis completo y detallado que tenga en cuenta la resistencia relativa del hormigón en función de la temperatura.

(2) Este método es válido para las anchuras mínimas de la sección transversal dadas en la tabla A20.B.1:

- para una exposición al fuego normalizado función de la resistencia al fuego,
- para a una exposición al fuego paramétrico con un coeficiente de abertura $O \geq 0,14 \text{ m}^{1/2}$.

Tabla A20.B.1 Anchura mínima de la sección transversal en función de la resistencia al fuego (para la exposición al fuego normalizado) y densidad de carga de fuego (para la exposición al fuego paramétrico)

a) Resistencia al fuego

Resistencia al fuego	R 60	R 90	R120	R180	R240
Anchura mínima de la sección transversal, mm	90	120	160	200	280

b) Densidad de carga de fuego

Densidad de carga de incendio MJ/m ²	200	300	400	600	800
Anchura mínima de la sección transversal, mm	100	140	160	200	240

(3) El método de cálculo simplificado comprende una reducción general del tamaño de la sección transversal con respecto a la zona dañada por el calor en las superficies de hormigón. El espesor del hormigón dañado, a_{500} , se toma igual a la profundidad media de la isoterma 500 °C en la zona de compresión de la sección transversal.

(4) Se supone que hormigón dañado, es decir el hormigón con temperaturas de más de 500 °C, no contribuye a la capacidad portante del elemento, mientras que la sección transversal residual del hormigón conserva sus valores iniciales de resistencia y del módulo de elasticidad.

(5) Para una viga rectangular expuesta al fuego en tres caras, la sección transversal reducida en la situación de incendio será conforme con la figura A20.B.1.

B.1.2 Procedimiento de cálculo de una sección transversal de hormigón armado sometida a flexocompresión

(1) Partiendo del enfoque de la sección transversal reducida, el procedimiento para calcular la resistencia de una sección transversal de hormigón armado en la situación de incendio puede realizarse del modo siguiente:

- se determina la isoterma 500 °C para la exposición al fuego especificada, para el fuego normalizado o para el fuego paramétrico,
- se determina una nueva anchura b_{fi} y una nueva altura eficaz d_{fi} de la sección transversal excluyendo la isoterma 500 °C exterior del hormigón (véase la figura A20.B.1). Se puede considerar que las esquinas redondeadas de las isotermas son una aproximación de la forma real de la isoterma por un rectángulo o un cuadrado, según se indica en la figura A20.B.1,

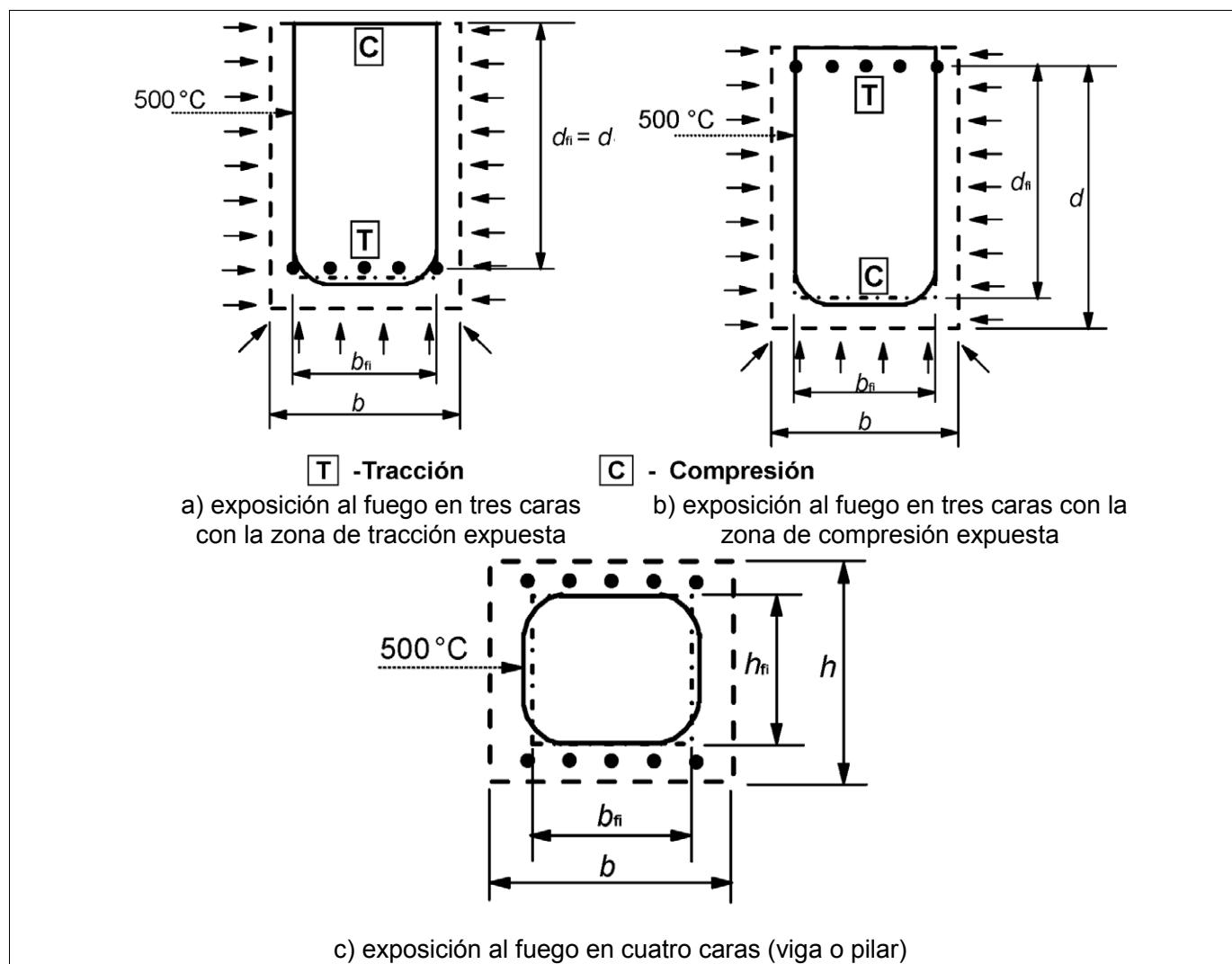
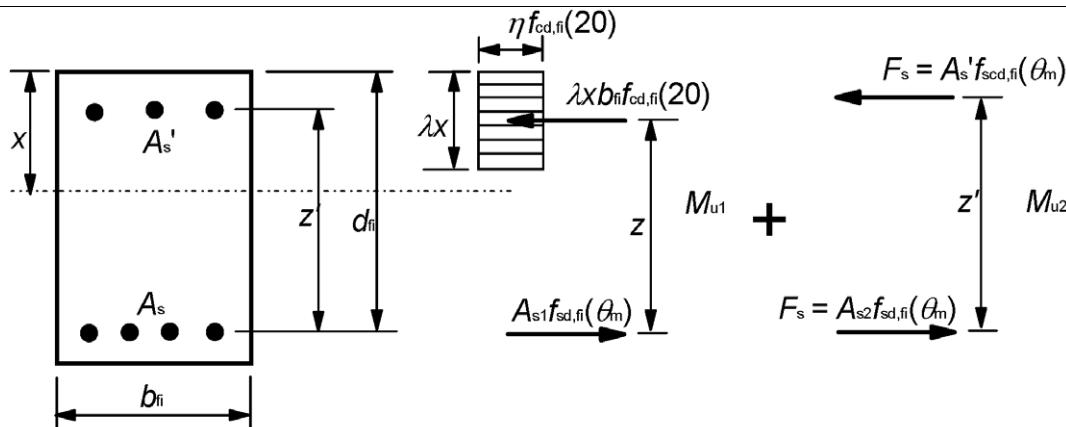


Figura A20.B.1 Sección transversal reducida de una viga y pilar de hormigón armado

- (c) se determina la temperatura de las armaduras en las zonas de tracción y compresión. La temperatura de una barra de la armadura aislada puede evaluarse a partir de los perfiles de temperatura dados en el Apéndice A o en los documentos de apoyo, y se toma como la temperatura en el centro de la barra. Algunas de las barras de la armadura pueden estar fuera de la sección transversal reducida, como se muestra en la figura A20.B.1. A pesar de ello, pueden incluirse en el cálculo de la capacidad portante última de la sección transversal expuesta al fuego,
 - (d) se determina la resistencia reducida de la armadura debida a la temperatura, de acuerdo con el apartado 4.2.4.3,
 - (e) se utilizan los métodos de cálculo convencionales para la sección transversal reducida para determinar la capacidad portante última con la resistencia de las barras de la armadura, como se ha obtenido en el punto (d), y
 - (f) se compara la capacidad portante última con el valor de cálculo del efecto de carga o, como alternativa, se compara la resistencia al fuego estimada con la resistencia requerida.
- (2) La figura A20.B.2 muestra el cálculo de la capacidad portante de una sección transversal con armaduras traccionadas y comprimidas.



- b_{fi} es la anchura de la sección transversal reducida
- d_{fi} es la altura eficaz de la sección transversal reducida
- z es el brazo mecánico entre la armadura de tracción y el hormigón
- z^* es el brazo mecánico entre la armadura de compresión y el hormigón
- A_s es el área de armadura de tracción
- A_{s1} es la parte de la armadura de tracción en equilibrio con el bloque de compresión del hormigón
- A_{s2} es la parte de la armadura de tracción en equilibrio con la armadura de compresión
- $A_{s'}$ es el área de armadura de compresión
- $f_{cd,fi}(20)$ es el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón en la situación de incendio a temperatura ambiente
= $f_{ck}/\gamma_{c,fi}$
- $f_{sd,fi}(\theta_m)$ es la resistencia de cálculo de la armadura de tracción en la situación de incendio a la temperatura media θ_m en dicha capa
- $f_{scd,fi}(\theta_m)$ es la resistencia de cálculo de la armadura de compresión en la situación de incendio a la temperatura media θ_m en dicha capa.

NOTA $f_{sd,fi}(\theta_m)$ y $f_{scd,fi}(\theta_m)$ pueden tener valores distintos (véase el apartado 4.2.4.3).

- F_s es la fuerza total en la armadura comprimida en la situación de incendio, e igual a parte de la fuerza total en la armadura traccionada
- λ , η y x se definen en el Anexo 19 del Código Estructural.

Figura A20.B.2 Distribución de tensiones en el estado límite último para una sección transversal rectangular de hormigón con armadura de compresión

(3) Si todas las armaduras están situadas en capas y tienen la misma área, las siguientes expresiones pueden utilizarse para calcular el recubrimiento mecánico, a.

La resistencia media reducida de una capa de armadura en función del aumento de la temperatura se calcula de acuerdo con la expresión (B.1).

$$k_v(\theta) = \frac{\sum k(\theta_i)}{n_v} \quad (B.1)$$

donde:

- θ es la temperatura en la barra de la armadura i
- $k(\theta_i)$ es una reducción de la resistencia de la barra de la armadura i debida a la temperatura θ_i , que se obtiene de la figura A20.4.11
- $k_v(\theta)$ es la reducción media de la resistencia de la capa de armaduras v

n_v es el número de barras de la armadura en la capa v .

(4) El recubrimiento mecánico a del centro de gravedad de las capas de armadura puede calcularse utilizando la expresión (B.2).

$$a = \frac{\sum a_v k_v(\theta)}{\sum k_v(\theta)} \quad (\text{B.2})$$

donde:

a_v es la distancia del centro de gravedad de la capa v al paramento inferior de la sección transversal efectiva.

(5) Si solo hay dos capas, el recubrimiento mecánico de las armaduras puede calcularse utilizando la expresión (B.3):

$$a = \sqrt{(a_1 a_2)} \quad (\text{B.3})$$

(6) Si las barras de la armadura tienen áreas distintas y se reparten de forma arbitraria, debería que utilizarse el procedimiento siguiente.

La resistencia media de un grupo de armaduras, $k(\varphi) f_{sd,fi}$, en función del aumento de la temperatura, puede calcularse utilizando la expresión (B.4)

$$k(\varphi) f_{sd,fi} = \frac{\sum_i [k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}{\sum_i A_i} \quad (\text{B.4})$$

donde:

$k_s(\theta)$ es la reducción media de la resistencia de la capa de armaduras i

$f_{sd,i}$ es la resistencia de cálculo de la barra de la armadura i

A_i es el área de la sección transversal de la barra de la armadura i .

El recubrimiento mecánico a (véase la figura A20.B.2) del centro de gravedad del grupo de armadura se calcula de acuerdo con la expresión (B.5).

$$a = \frac{\sum_i [a_i k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}{\sum_i [k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]} \quad (\text{B.5})$$

donde:

a_i es el recubrimiento mecánico de la barra i a la sección transversal reducida.

(7) El cálculo del momento flector en la sección transversal se ilustra del modo siguiente:

$$M_{ul} = A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m) z \quad (\text{B.6})$$

$$\omega_k = \frac{A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m)}{b_{fi} d_{fi} f_{cd,fi}(20)} \quad (\text{B.7})$$

$$M_{u2} = A_{s2} f_{scd,fi}(\theta_m) \cdot z' \quad (\text{B.8})$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (\text{B.9})$$

donde:

A_s es el área total de la armadura

$f_{sd,fi}$	es la resistencia de cálculo de la armadura de tracción
$f_{scd,fi}$	es la resistencia de cálculo de la armadura de compresión
ω_k	es la cuantía mecánica de cálculo de la armadura de la sección transversal expuesta al fuego
b_{fi}	es la anchura de la sección transversal expuesta al fuego
d_{fi}	es la altura eficaz de la sección transversal expuesta al fuego
$f_{cd,fi}(20)$	es la resistencia de cálculo a compresión del hormigón (a temperatura ambiente)
z	es el brazo mecánico entre la armadura de tracción y el hormigón
z'	es el brazo mecánico entre la armadura de compresión y el hormigón
θ_m	es la temperatura media de la capa de armadura.

Cuando se evalúan las contribuciones de los momentos como se indicaba anteriormente, el momento resistente total se obtiene de:

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (\text{B.10})$$

B.2 Método de las zonas

(1) A continuación se describe un método para dividir la sección transversal en varias zonas. Este método, aunque es más laborioso, proporciona un método más preciso que el método de la isoterma 500 °C, especialmente para los pilares. El método es aplicable a cualquier curva de fuego completamente desarrollado, pero en esta norma solo se proporcionan datos para la curva normalizada tiempo-temperatura.

(2) La sección transversal se divide en un número ($n \geq 3$) de zonas paralelas de igual espesor (elementos rectangulares), donde se evalúan la temperatura media, la resistencia media a compresión $f_{cd}(\theta)$ correspondiente y, si procede, el módulo de elasticidad de cada zona.

(3) La sección transversal dañada por el fuego se representa mediante una sección transversal reducida, ignorando una zona dañada de espesor a_z en las caras expuestas al fuego, véase la figura A20.B.3. Se hace referencia a un muro equivalente (véanse las figuras A20.B.3(a) y (d)). El punto M es un punto arbitrario en el eje del muro equivalente utilizado para determinar la resistencia reducida a compresión de toda la sección transversal reducida. Cuando se exponen al fuego dos caras opuestas, se supone que la anchura es $2w$ (véase la figura A20.B.3(a)). Para una sección transversal rectangular expuesta al fuego únicamente en una cara, se supone que la anchura es w (véase la figura A20.B.3(c)). Un muro grueso se representa mediante un muro con una anchura igual a $2w$ (véase la figura A20.B.3(d)). El ala de la figura A20.B.3(f) se asimila con el muro equivalente de la figura A20.B.3(c) y el alma con el muro equivalente en la figura A20.B.3(a).

(4) Para la parte inferior y los extremos de los elementos rectangulares expuestos al fuego, cuando la anchura es menor que la altura, el valor de a_z se supone igual a los valores calculados para las caras, figuras A20.B.3(b), (e) y (f).

La reducción de la sección transversal se basa en una zona de espesor dañada a_z en las superficies expuestas al fuego, que se calcula como se indica a continuación.

(5) La zona dañada, a_z , para un muro equivalente expuesto en ambas caras se estima del modo siguiente:

- El semiespesor del muro se divide en n zonas paralelas de igual espesor, donde $n \geq 3$ (véase la figura A20.B.4)
- Se calcula la temperatura en la mitad del espesor de cada zona.

c) Se determina el coeficiente de reducción correspondiente para la resistencia a compresión, $k_c(\theta_i)$ (véase la figura A20.B.5).

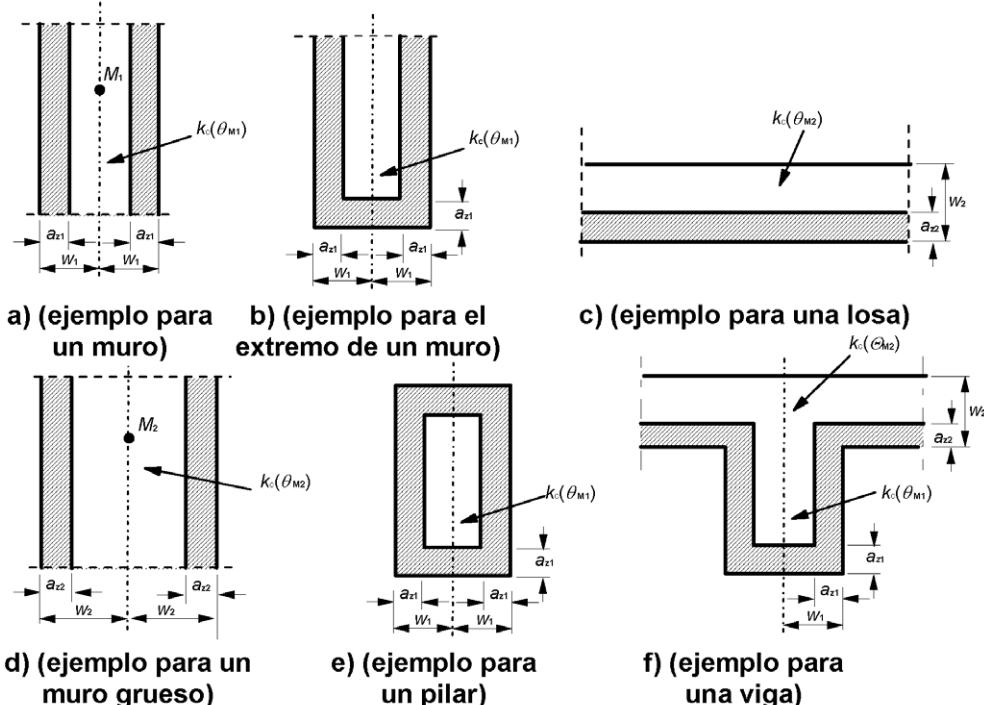


Figura A20.B.3 Reducción de la resistencia y de la sección transversal para las secciones expuestas al fuego

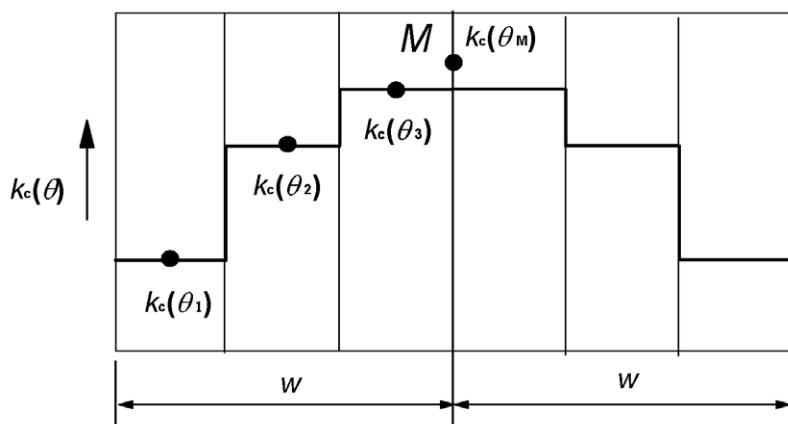


Figura A20.B.4 División de un muro expuesto al fuego en ambas caras en zonas, para uso en el cálculo de reducción de la resistencia y los valores a_z

(6) El coeficiente medio de reducción para una sección particular, incorporando un coeficiente $(1 - 0,2/n)$ que considere la variación de la temperatura en cada zona, puede calcularse mediante la expresión (B.11):

$$k_{c,m} = \frac{(1 - 0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i) \quad (B.11)$$

donde:

n es el número de zonas paralelas en la anchura w

w es la mitad de la anchura total

m es el número de zona.

(7) La anchura de la zona dañada para vigas, losas o placas puede calcularse utilizando la expresión:

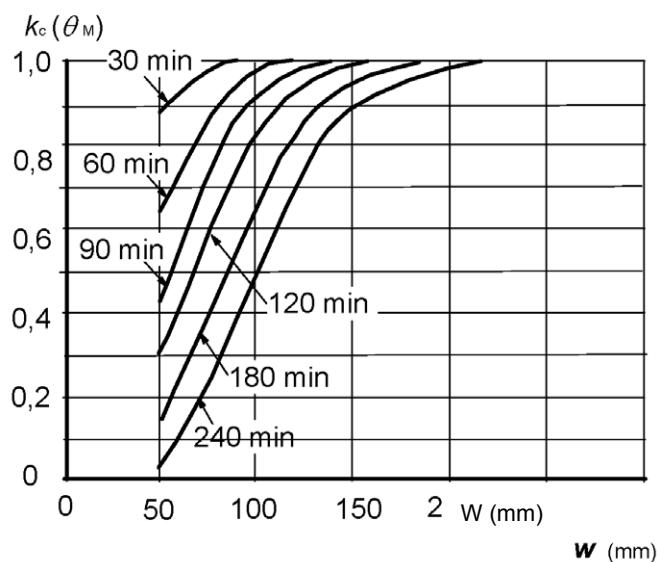
$$a_z = w \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right] \quad (\text{B.12})$$

donde $k_c(\theta_M)$ designa el coeficiente de reducción para el hormigón en el punto M .

(8) Para pilares, muros y otras construcciones donde se produzcan efectos de segundo orden, la anchura de la zona dañada se puede calcular mediante la expresión (B.13).

$$a_z = w \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right)^{1,3} \right] \quad (\text{B.13})$$

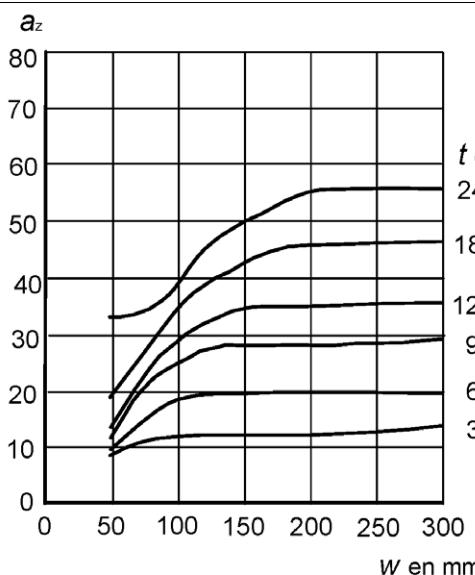
(9) Si se ha obtenido la sección transversal reducida y se ha determinado la resistencia y el módulo de elasticidad para la situación de incendio, el dimensionamiento frente al fuego sigue el procedimiento de cálculo a temperatura ambiente similar al mostrado en la figura A20.B.2 utilizando los valores de $\gamma_{M,fi}$.



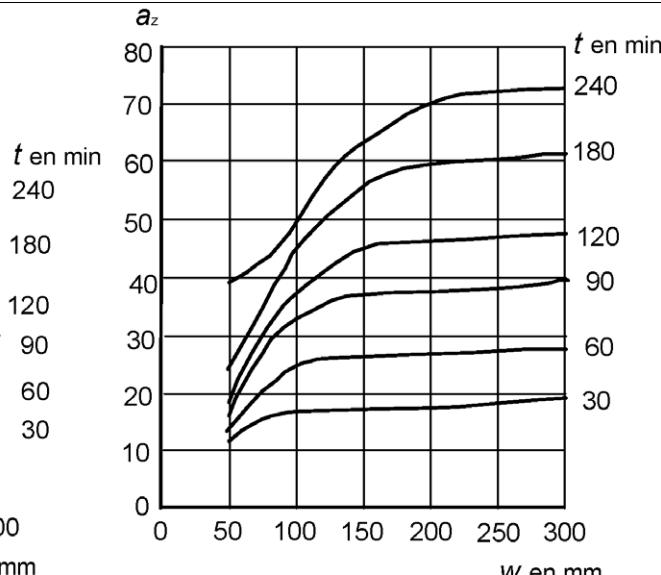
w se valora como:

- el espesor de una losa;
- el espesor de un muro o pilar expuesto en una sola cara;
- el semiespesor del alma de una viga;
- el semiespesor de un muro o pilar expuesto en dos caras; o
- la mitad de la menor dimensión de un pilar expuesto por las cuatro caras.

a) Reducción de la resistencia a compresión para una sección transversal reducida de hormigón de áridos silíceos



- b) Reducción de la sección transversal, a_z , de una viga o losa de hormigón de áridos silíceos



- c) Reducción de la sección transversal, a_z , de un pilar o muro de hormigón de áridos silíceos

NOTA El valor para el hormigón de áridos silíceos es conservador para la mayor parte del resto de áridos.

Figura A20.B.5 Reducción de la sección transversal y la resistencia del hormigón suponiendo una curva normalizada tiempo-temperatura

B.3 Evaluación de una sección transversal de hormigón armado expuesta a flexocompresión mediante el método basado en la estimación de curvatura

B.3.1 Pandeo de pilares en la situación de incendio

(1) Este apartado cubre los pilares en los que el comportamiento estructural se ve afectado significativamente por los *efectos de segundo orden* en la situación de incendio.

(2) En la situación de incendio el daño en las capas exteriores del elemento debido a las altas temperaturas, combinado con la reducción del módulo de elasticidad en las capas interiores, produce a una reducción de la rigidez de los elementos estructurales en la situación de incendio. Debido a este hecho, los efectos de segundo orden pueden ser significativos para pilares en la situación de incendio, aunque, a temperatura ambiente, su efecto sea despreciable.

(3) La evaluación de un pilar en la situación de incendio como un elemento aislado puede hacerse utilizando un método basado en la estimación de curvatura (véase el apartado 5 del Anexo 19 del Código Estructural) si se aplican las reglas siguientes.

(4) Para estructuras arriostradas de edificios, no es necesario considerar las acciones indirectas del fuego si no se tiene en cuenta la reducción de los momentos de primer orden debido a la reducción de la rigidez del pilar.

(5) Puede tomarse la longitud eficaz en la situación de incendio, $l_{0,fi}$, como igual a l_0 a temperatura normal como una simplificación conservadora. Para una estimación más precisa puede tenerse en cuenta el aumento de la coacción relativa en los extremos del pilar debido a la reducción de su rigidez. Para este propósito puede utilizarse la sección transversal reducida del pilar dada por el método indicado en el apartado B.2. Debería tenerse en cuenta que la rigidez equivalente de la sección reducida del hormigón en este caso debería ser:

$$(EI)_z = [k_c(\theta_M)]^2 \cdot E_c \cdot I_z$$

donde:

$k_c(\theta_M)$ es un coeficiente de reducción para el hormigón en el punto M (véase el apartado B.2)

E_c es el módulo elástico del hormigón a temperatura normal

I_z es el momento de inercia de la sección reducida.

El módulo elástico de la armadura es $E_{s,\theta}$ (véase la tabla A20.3.2).

B.3.2 Procedimiento de evaluación de la resistencia al fuego de las secciones de pilares

- (1) Este método es válido solo para la evaluación de pilares en estructuras arriostradas.
- (2) Se determinan las curvas de las isoterma para la exposición al fuego especificado, al fuego normalizado o al fuego paramétrico.
- (3) Se divide la sección transversal en zonas con temperatura media aproximada de 20 °C, 100 °C, 200 °C, 300 °C ... hasta 1 100 °C (véase la figura A20.B.6).
- (4) Se determinan la anchura w_{ij} , el área A_{cij} y las coordenadas x_{ij} y_{ij} del centro de cada zona.
- (5) Se determina la temperatura de las barras de refuerzo. La temperatura de la barra individual de la armadura puede evaluarse a partir de los perfiles de temperatura indicados en el Apéndice A o en los manuales, y se toma como la temperatura en el centro de la barra.

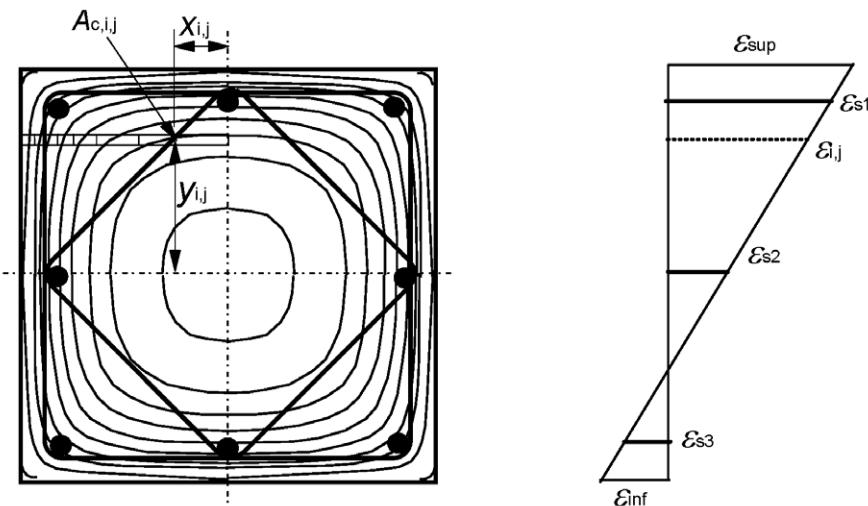
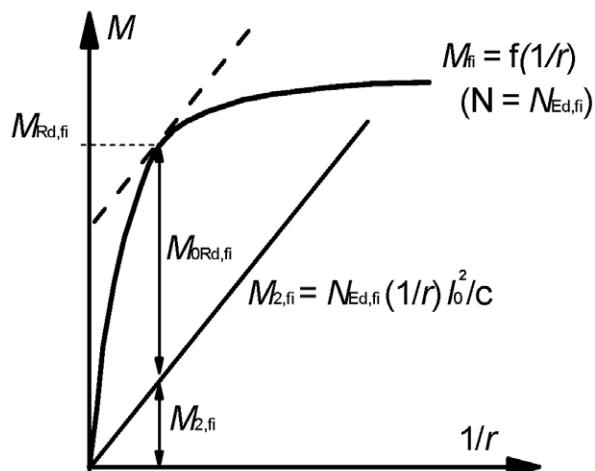


Figura A20.B.6 División de la sección transversal de pilares en zonas con una temperatura aproximadamente uniforme

- (6) Se determina el diagrama momento-curvatura para $N_{Ed,fi}$ utilizando, para cada barra de la armadura y para cada zona de hormigón, el diagrama tensión-deformación correspondiente de acuerdo con los apartado 3.2.2.1 (figura A20.3.1 y tabla A20.3.1), 3.2.3 (figura A20.3.3 y tabla A20.3.2) y, si procede, 3.2.4 (tabla A20.3.3) y 3.2.2.2.
- (7) Se utilizan los métodos de cálculo convencionales para determinar el momento resistente último, $M_{Rd,fi}$, junto con el esfuerzo axil concomitante, $N_{Ed,fi}$, y el momento nominal de segundo orden, $M_{2,fi}$, para la curvatura correspondiente.
- (8) Se determina el momento resistente último de primer orden, $M_{0Rd,fi}$, para la exposición al fuego especificada y $N_{Ed,fi}$ como la diferencia entre el momento resistente último, $M_{Rd,fi}$, y el momento nominal de segundo orden, $M_{2,fi}$, así calculado. Véase la figura A20.B.7.

(9) Se compara el momento resistente último de primer orden, $M_{0Rd,fi}$, con el valor de cálculo del momento flector de primer orden para la situación de incendio $M_{0Ed,fi}$.



Donde c es un coeficiente (≈ 10) función de la distribución de curvaturas (véase 5.8 del Anejo 19).

$$M_{0Rd,fi} \geq M_{0Ed,fi}$$

Figura A20.B.7 Determinación del momento resistente último ($M_{Rd,fi}$), del momento de segundo orden ($M_{2,fi}$) y del momento resistente último de primer orden ($M_{0Rd,fi}$)

Apéndice C Recomendaciones sobre pandeo de pilares en la situación de incendio

Nota: No se establecen criterios específicos sobre el pandeo de pilares en caso de incendio, aunque en tales casos, se recomienda la realización de estudios específicos.

Apéndice D Métodos recomendados de cálculo del esfuerzo cortante, la torsión y el anclaje de las armaduras

NOTA: Las roturas por esfuerzos cortantes debidos al fuego son muy poco comunes. No obstante, los métodos de cálculo dados en este anexo no se han verificado completamente.

D.1 Reglas generales

- (1) La resistencia a cortante, torsión y anclaje puede calcularse de acuerdo con los métodos dados en el Anejo 19 del Código Estructural, utilizando las propiedades reducidas de los materiales y un pretensado reducido para cada parte de la sección transversal.
- (2) Cuando se utiliza el método de cálculo simplificado indicado en el apartado 4.2, se puede aplicar el Anejo 19 directamente a la sección transversal reducida.
- (3) Cuando se utiliza el método de cálculo simplificado indicado en el apartado 4.2, si no se dispone ninguna armadura de cortante o si la resistencia a cortante se basa principalmente en la resistencia a tracción reducida del hormigón, es necesario considerar el comportamiento real frente a cortante del hormigón a temperaturas elevadas.

A falta de información más precisa relativa a la reducción de la resistencia a tracción del hormigón, pueden aplicarse los valores de $k_{ct}(\theta)$ dados en la figura A20.3.2.

- (4) Cuando se utiliza el método de cálculo simplificado indicado en el apartado 4.2 para elementos en los que la resistencia a cortante depende de la resistencia a tracción, debería prestarse especial atención a los casos en los que las fuerzas de tracción se producen por distribuciones no lineales de temperatura (por ejemplo, losas huecas, vigas gruesas, etc.). Se debería considerar una reducción en la resistencia a cortante de acuerdo con estas tensiones de tracción adicionales.

D.2 Armadura de cortante y torsión

- (1) Para la evaluación de la resistencia a acciones normales (axil y flexión) el perfil de temperatura puede determinarse sin tener en cuenta el acero y asignando a la armadura la temperatura en el hormigón en el mismo punto.
- (2) Esta aproximación es aceptable para la armadura longitudinal, pero no es estrictamente verdadera para los cercos (véase la figura A20.D.1). Los cercos atraviesan zonas con diferentes temperaturas (generalmente las esquinas y la parte inferior de una viga están más calientes que la parte superior) y distribuyen el calor desde la zona más caliente a la más fría. Por tanto, la temperatura de un cerco es menor que la del hormigón circundante y tiende a hacerse uniforme a lo largo de toda su longitud.
- (3) Despreciando incluso este pequeño efecto favorable, el cerco no está sometido a una tensión uniforme en su toda longitud; de hecho, las máximas tensiones se producen cerca de las fisuras por esfuerzo cortante o torsión. Es por tanto necesario definir una temperatura de referencia evaluada en una posición significativa en la sección transversal.
- (4) Tomando como base esta temperatura de referencia, se determina la resistencia a esfuerzo cortante o torsión en la situación de incendio del modo siguiente.

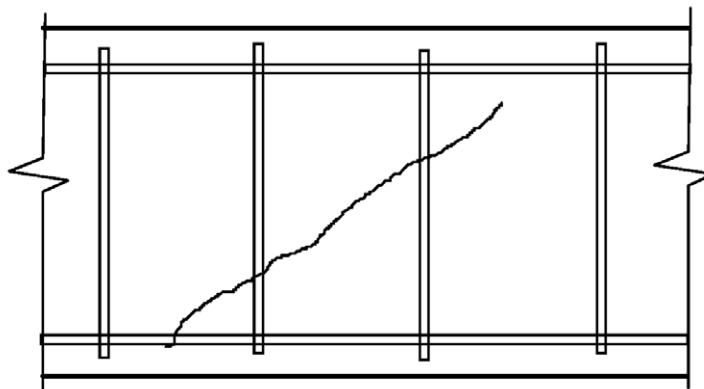


Figura A20.D.1 Las fisuras por cortante atraviesan los cercos a varios niveles por encima de la armadura de flexión

D.3 Procedimiento de cálculo para la evaluación de la resistencia a esfuerzo cortante de una sección transversal de hormigón armado

- (1) Se calcula la geometría reducida de la sección transversal como se indica en los apartados B.1 o B.2.
- (2) Se determina la resistencia a compresión residual del hormigón como se indica en los apartados B.1 o B.2 (resistencia total $f_{cd,fi} = f_{cd,fi}(20)$ dentro de la isoterma 500 °C cuando se aplica el método de la isoterma 500 °C o resistencia reducida $f_{cd,fi} = k_c(\theta_M) \cdot f_{cd,fi}(20)$ cuando se aplica el método de zona).
- (3) Se determina la resistencia a tracción residual del hormigón como se indica en los apartados B.1 o B.3 (resistencia total $f_{ctd,fi} = f_{ctd,fi}(20)$ dentro de la isoterma 500 °C cuando se aplica el método de la isoterma 500 °C o resistencia reducida $f_{ctd,fi} = k_{ct}(\theta_M) f_{ctd,fi}(20)$ cuando se aplica el método de zona). Los valores de $k_{c,t}(\theta)$ pueden encontrarse en la figura A20.3.2.
- (4) Se determina el área eficaz de tracción del hormigón (véase el apartado 7 del Anejo 19 del Código Estructural) delimitada en su parte superior por la sección a-a (figura A20.D.2).
- (5) Se determina la temperatura de referencia, θ_P , en los cercos como la temperatura en el punto P (intersección de la sección a-a con el cerco) como se muestra en figura A20.D.2. La temperatura del acero puede calcularse mediante un programa de ordenador o utilizando perfiles de temperatura (como se indica en el Apéndice A).
- (6) La reducción de la resistencia de cálculo del acero en los cercos se debería realizar respecto a la temperatura de referencia $f_{sd,fi} = k_s(\theta) f_{sd}(20)$.
- (7) Los métodos de cálculo para el dimensionamiento y la comprobación a esfuerzo cortante indicados en el Anejo 19 del Código Estructural pueden aplicarse directamente a la sección transversal reducida, utilizando la resistencia reducida del acero y del hormigón como se ha indicado anteriormente.

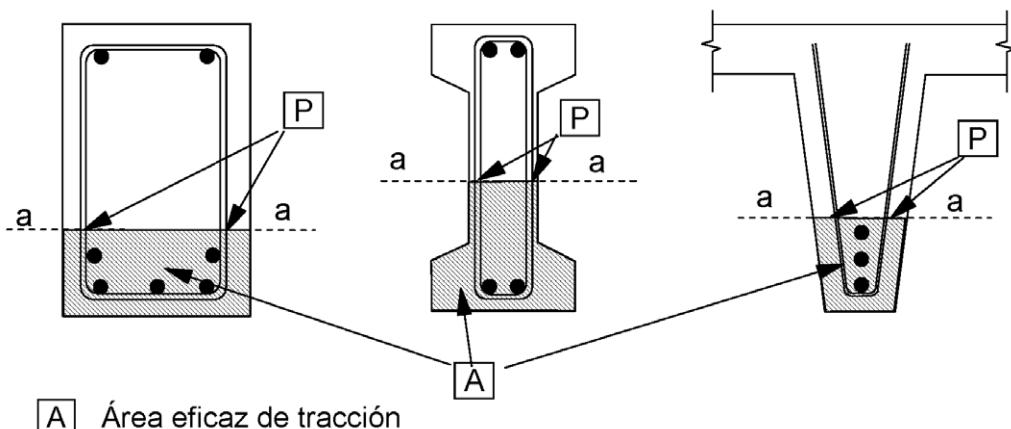


Figura A20.D.2 La temperatura de referencia θ_p debería evaluarse en los puntos P a lo largo de la línea 'a-a' para el cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante. El área eficaz de tracción puede obtenerse del Anexo 19 (ELS de fisuración)

D.4 Procedimiento de cálculo para la evaluación de la resistencia a torsión de una sección transversal de hormigón armado

- (1) Se aplican las reglas (1) a (3) del apartado D.3.
- (2) Se determina la temperatura de referencia, θ_p , en los cercos como la temperatura en el punto P (intersección del segmento a-a con el cerco) como se muestra en la figura A20.D.3. La temperatura del acero puede calcularse mediante un programa de ordenador o utilizando perfiles de temperatura (como se indica en el Apéndice A).
- (3) La reducción de la resistencia de cálculo del acero en los cercos se debería realizar respecto a la temperatura de referencia $f_{sd,fi} = k_s(\theta) f_{sd}(20)$.
- (4) Los métodos de cálculo para el dimensionamiento y la comprobación a torsión indicados en el Anexo 19 del Código Estructural pueden aplicarse directamente a la sección transversal reducida, utilizando la resistencia reducida del acero y del hormigón como se ha indicado anteriormente.

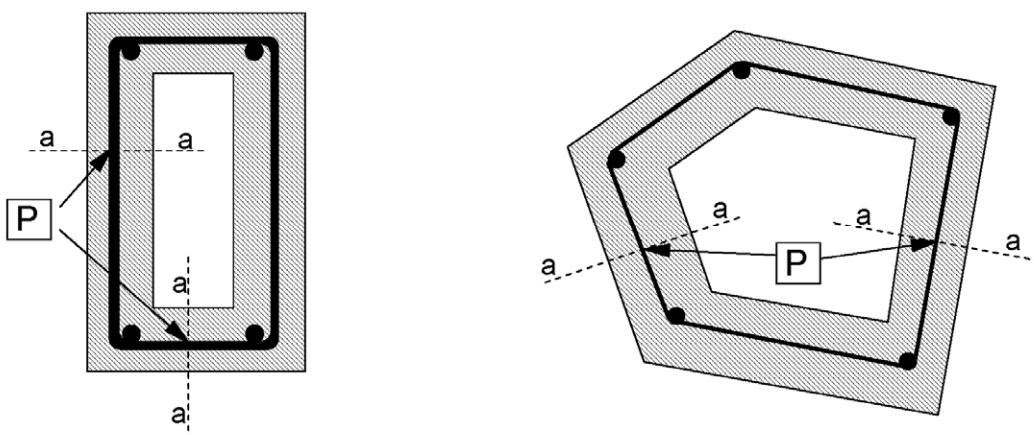


Figura A20.D.3 La temperatura de referencia θ_p debería evaluarse en los puntos P a lo largo de la línea 'a-a' para el cálculo de la resistencia a torsión.

Apéndice E Método de cálculo simplificado para vigas y losas recomendado

E.1 Generalidades

(1) Este método simplificado solo se aplica cuando la carga se distribuye predominantemente de modo uniforme y el cálculo a temperatura ambiente se basa en un análisis lineal o en un análisis lineal con redistribución limitada, como se describe en el apartado 5 del Anejo 19 del Código Estructural.

NOTA: El método puede aplicarse a vigas o losas continuas en las que la redistribución de momentos es superior al 15% si se dispone de una capacidad rotacional suficiente en los apoyos para las condiciones de exposición al fuego requeridas.

(2) Este método de cálculo simplificado permite una extensión del uso del método de los datos tabulados para vigas expuestas en tres caras y para losas, tablas A20.5.5 a A20.5.11. Permite determinar el efecto sobre la resistencia a flexión para situaciones en las que el recubrimiento mecánico de las armaduras inferiores, a , es menor que la requerida en las tablas.

Las dimensiones mínimas de la sección transversal (b_{\min} , b_w , h_s) dadas en las tablas A20.5.5 a A20.5.11 no se deberían reducir.

Este método utiliza los coeficientes de reducción de la resistencia basados en la figura A20.5.1.

(3) Este método simplificado puede utilizarse para justificar la reducción del recubrimiento mecánico a . Por lo demás deberían seguirse las reglas dadas en los apartados 5.6 y 5.7. Este método no es válido para vigas continuas en las que, en las áreas de momento negativo, la anchura b_{\min} o b_w es menor de 200 mm y la altura h_s es menor que $2b$, donde b_{\min} es el valor dado en la columna 5 de la tabla A20.5.5.

E.2 Losas y vigas con apoyo simple

(1) Debería comprobarse que

$$M_{Ed,fi} \leq M_{Rd,fi} \quad (\text{E.1})$$

(2) Las cargas en la situación de incendio deberían determinarse a partir de la reglamentación específica vigente.

(3) El valor de cálculo del momento máximo de fuego $M_{Ed,fi}$ para una carga repartida predominantemente de modo uniforme puede calcularse utilizando la expresión (E.2).

$$M_{Ed,fi} = w_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8 \quad (\text{E.2})$$

donde:

$w_{Ed,fi}$ es la carga uniformemente repartida (kN/m) en la situación de incendio

l_{eff} es la longitud eficaz de la viga o de la losa.

(4) El momento de la resistencia $M_{Rd,fi}$ para el cálculo de la situación incendio puede obtenerse utilizando la expresión (E.3).

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) \times k_s(\theta) \times M_{Ed} \left(A_{s,prov} / A_{s,req} \right) \quad (\text{E.3})$$

donde:

γ_s es el coeficiente parcial de seguridad para el acero utilizado en el Anejo 19 del Código Estructural

$\gamma_{s,fi}$ es el coeficiente parcial de seguridad para el acero en la situación de incendio

$k_s(\theta)$ es un coeficiente de reducción de la resistencia del acero para la temperatura θ dada, para la resistencia al fuego requerida. θ puede tomarse del Anexo A para el recubrimiento mecánico elegido

M_{Ed} es el momento aplicado para el dimensionamiento a temperatura ambiente en el Anejo 19

$A_{s,prov}$ es el área del acero de tracción dispuesto

$A_{s,req}$ es el área de acero de tracción requerido para el dimensionamiento a temperatura ambiente en el Anejo 19.

No debería tomarse un $A_{s,prov} / A_{s,req}$ mayor de 1,3.

E.3 Losas y vigas continuas

(1) Debería asegurarse un equilibrio estático de los esfuerzos cortantes y los momentos flectores en toda la longitud de las vigas y losas continuas sometidas a las condiciones de cálculo en la situación de incendio.

(2) Para satisfacer el equilibrio en el cálculo de fuego se permite la redistribución de momentos desde el vano al apoyo si se dispone una sección suficiente de armadura sobre los apoyos para soportar la carga de cálculo en la situación de incendio. Esta armadura debería prolongarse hasta una distancia suficiente en el vano para asegurar una envolvente de momentos flectores segura.

(3) El momento resistente $M_{Rd,fi,Span}$ de la sección de máximo momento flector positivo debería calcularse para la situación de incendio de acuerdo con el punto (4) del apartado E.2. El momento flector libre máximo para cargas aplicadas en la situación de incendio para una carga uniformemente repartida, $M_{Ed,fi} = w_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8$, se debería ajustar a partir de este momento resistente, de manera que los momentos de apoyo $M_{Rd1,fi}$ y $M_{Rd2,fi}$ estén equilibrados según se muestra en la figura A20.E.1. Esto puede realizarse eligiendo el momento a equilibrar en un extremo como igual o menor que el momento resistente en dicho apoyo (calculado utilizando la expresión (E.4)) y calculando después el momento requerido en el otro apoyo.

(4) A falta de cálculos más rigurosos, el momento resistente en los apoyos para el dimensionamiento en la situación de incendio puede calcularse utilizando la expresión (E.4).

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) M_{Ed} (A_{s,prov} / A_{s,req}) (d - a) / d \quad (E.4)$$

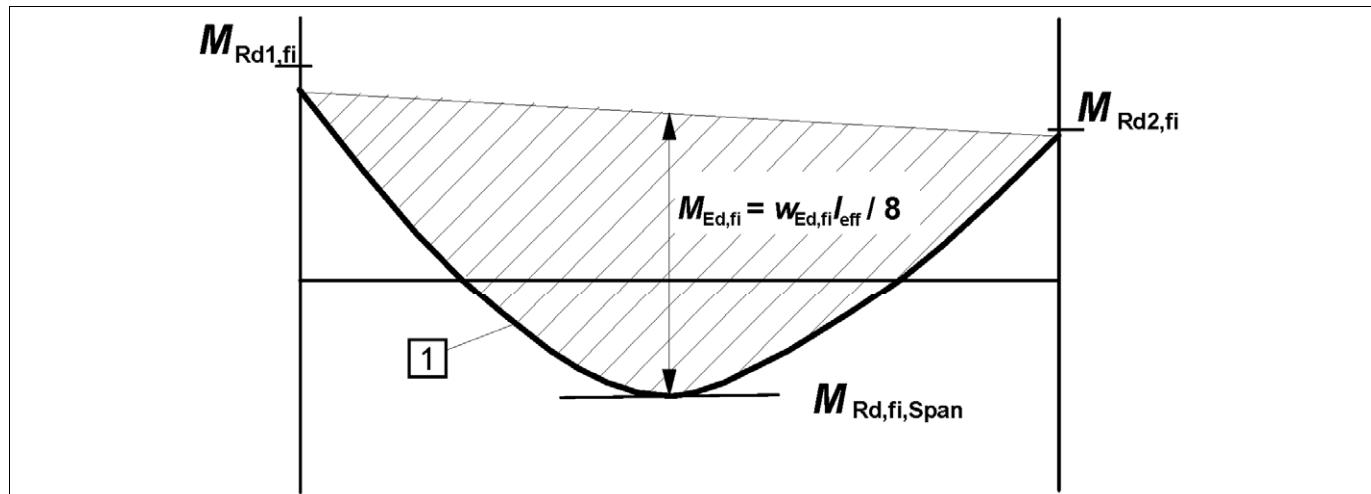
donde:

γ_s , $\gamma_{s,fi}$, M_{Ed} , $A_{s,prov}$, $A_{s,req}$ se definen en el apartado E.2

a es el recubrimiento mecánico requerido de las armaduras inferiores, dada en la columna 5 de la tabla A20.5.5 para vigas y en la columna 3 de la tabla A20.5.8 para losas

d es el canto útil de la sección.

No debería tomarse un $A_{s,prov} / A_{s,req}$ mayor de 1,3.



1 Diagrama de momentos isostáticos para carga uniformemente repartida en la situación de incendio

Figura A20.E.1 Posicionamiento diagrama de momentos isostáticos $M_{Ed,fi}$ para alcanzar el equilibrio

(5) La expresión (E.4) es válida cuando la temperatura del acero de la parte superior sobre los apoyos no supera 350 °C para las barras de la armadura pasiva y ni 100 °C para los tendones de la armadura activa.

Para temperaturas mayores, debería reducirse $M_{Rd,fi}$ por $k_s(\theta_{cr})$ o $k_p(\theta_{cr})$ de acuerdo con la figura A20.5.1.

(6) Debería comprobarse la longitud de decalaje $l_{bd,fi}$ requerida en la situación de incendio. Esta longitud puede calcularse utilizando la expresión (E.5).

$$l_{bd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) (\gamma_{c,fi} / \gamma_c) \cdot l_{bd} \quad (E.5)$$

donde l_{bd} se indica en el apartado 8 del Anexo 19 del Código Estructural.

Se deberían prolongar las barras de la armadura más allá del apoyo hasta una distancia $l_{bd,fi}$ del punto relevante de momento nulo, calculado como se indica en el punto (3) del apartado E.3.

ANEJO 21

Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas de proyecto en puentes de hormigón

Contenido**1 GENERALIDADES.**

1.1 ALCANCE.

1.1.1 *Alcance del anexo.*

1.106 NOTACIÓN.

2 BASES DE CÁLCULO.**3 MATERIALES.**

3.1 HORMIGÓN.

3.1.2 *Resistencia.*3.1.6 *Resistencias de cálculo a compresión y tracción.*

3.2 ARMADURA PASIVA.

3.2.4 *Características de ductilidad.***4 DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE ARMADURAS.**

4.2 CONDICIONES AMBIENTALES.

4.3 REQUISITOS PARA LA DURABILIDAD.**4.4 MÉTODOS DE COMPROBACIÓN.****4.4.1 RECUBRIMIENTO DEL HORMIGÓN.**4.4.1.2 *Recubrimiento mínimo de hormigón, c_{min} .***5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.****5.1 GENERALIDADES.**5.1.1 *Requisitos generales.*5.1.3 *Hipótesis de carga y combinaciones.*

5.2 IMPERFECCIONES GEOMÉTRICAS.

5.3 MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

5.3.1 *Modelos estructurales para análisis globales.*5.3.2 *Parámetros geométricos.*5.3.2.2 *Luz efectiva de vigas y losas.*

5.5 ANÁLISIS ELÁSTICO LINEAL CON REDISTRIBUCIÓN LIMITADA.

5.6 ANÁLISIS PLÁSTICO .5.6.1 *Generalidades.*5.6.2 *Análisis plástico de vigas, pórticos y losas.*5.6.3 *Capacidad de giro.*

5.7 ANÁLISIS NO LINEAL.

5.8 ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN CON ESFUERZO AXIL .

5.8.4 *Fluencia.***5.10 ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS PRETENSADAS.**5.10.1 *Generalidades.*5.10.8 *Efectos del pretensado en el Estado Límite Último.***6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU).**

6.1 FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA.

6.2 ESFUERZO CORTANTE.

6.2.2 *Elementos que no requieren armadura de cortante.*6.2.3 *Elementos que requieren armadura de cortante.*

-
- 6.2.4 *Esfuerzo rasante entre el alma y las alas en secciones en T.*
 - 6.2.5 *Esfuerzo rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades.*
 - 6.2.106 *Esfuerzo cortante y flexión transversal.*

6.3 TORSIÓN.

- 6.3.2 *Procedimiento de cálculo.*

6.7 ZONAS PARCIALMENTE CARGADAS.

6.8 FATIGA.

- 6.8.1 *Condiciones de comprobación.*
- 6.8.4 *Procedimiento de comprobación para armaduras pasivas y activas.*
- 6.8.7 *Comprobación del hormigón sometido a compresión o cortante.*

6.109 ELEMENTOS DE MEMBRANA.

7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS).

7.2 LIMITACIÓN DE TENSIONES.

7.3 CONTROL DE LA FISURACIÓN.

- 7.3.1 *Consideraciones generales.*
- 7.3.2 *Áreas mínimas de armadura.*
- 7.3.3 *Control de la fisuración sin cálculos directos.*
- 7.3.4 *Cálculo de la abertura de fisura.*

7.4 CONTROL DE DEFORMACIONES.

- 7.4.1 *Consideraciones generales.*

8 DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO DE LAS ARMADURAS PASIVAS Y ACTIVAS – GENERALIDADES.

8.9 GRUPOS DE BARRAS.

- 8.9.1 *Generalidades.*

8.10 ARMADURAS DE PRETENSADO.

- 8.10.3 *Zonas de anclaje de elementos postesados.*
- 8.10.4 *Anclajes y empalmes para tendones de pretensado.*

9 DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y REGLAS PARTICULARES.

9.1 GENERALIDADES.

9.2 VIGAS.

- 9.2.2 *Armadura de cortante.*

9.5 PILARES.

- 9.5.3 *Armadura transversal.*

9.7 VIGAS DE GRAN CANTO.

9.8 CIMENTACIONES.

- 9.8.1 *Encepados.*

10 REGLAS ADICIONALES PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO.

10.1 GENERALIDADES.

11 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN LIGERO.

11.9 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS ELEMENTOS Y REGLAS PARTICULARES.

12 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN EN MASA Y LIGERAMENTE ARMADAS.

113 CONSIDERACIÓN EN EL PROYECTO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.

113.1 GENERALIDADES.

113.2 ACCIONES DURANTE LA EJECUCIÓN.

113.3 CRITERIO DE COMPROBACIÓN.

113.3.1 *Estados Límite Últimos.*

113.3.2 *Estados Límite de Servicio.*

APÉNDICE A RECOMENDACIONES PARA LA MODIFICACIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE LOS MATERIALES.**APÉNDICE B MÉTODOS RECOMENDADOS PARA ESTIMAR LA DEFORMACIÓN DE FLUENCIA Y RETRACCIÓN.**

B.100 GENERALIDADES.

B.103 HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA.

B.103.1 *Retracción autógena.*

B.103.2 *Retracción por secado.*

B.103.3 *Fluencia.*

B.103.4 *Fluencia básica.*

B.103.5 *Fluencia por secado.*

B.104 PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL DE IDENTIFICACIÓN.

B.104.1 *Retracción autógena.*

B.104.2 *Retracción por secado.*

B.104.3 *Fluencia básica.*

B.104.4 *Fluencia por secado.*

B.105 ESTIMACIÓN DE LA DEFORMACIÓN DIFERIDA A LARGO PLAZO.

APÉNDICE C PROPIEDADES DEL ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS ADECUADAS PARA SU UTILIZACIÓN CON ESTE ANEJO**APÉNDICE D MÉTODO PROPUESTO DE CÁLCULO DETALLADO DE LAS PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN DEL PRETENSADO****APÉNDICE E CLASES RESISTENTES INDICATIVAS PARA LA DURABILIDAD.****APÉNDICE F EXPRESIONES RECOMENDADAS PARA LA ARMADURA DE TRACCIÓN BAJO CONDICIONES DE TENSIÓN PLANA**

F.1 GENERALIDADES.

APÉNDICE G RECOMENDACIONES PARA LA CONSIDERACIÓN DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.**APÉNDICE H EFECTOS GLOBALES DE SEGUNDO ORDEN EN ESTRUCTURAS.****APÉNDICE I RECOMENDACIONES PARA EL ANÁLISIS DE LOSAS PLANAS Y PANTALLAS.**

I.1.2 *Análisis del pórtico equivalente.*

APÉNDICE J EJEMPLOS DE DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA SITUACIONES PARTICULARES.

J.104 ÁREAS PARCIALMENTE CARGADAS.

J.104.1 *Zonas de apoyo en puentes.*

J.104.2 *Zonas de anclaje en elementos postesos.*

APÉNDICE KK MÉTODOS PROPUESTOS PARA EVALUAR LOS EFECTOS ESTRUCTURALES PRODUCIDOS POR EL COMPORTAMIENTO DIFERIDO DEL HORMIGÓN.

KK.1 INTRODUCCIÓN.

KK.2 CONSIDERACIONES GENERALES.

KK.3 MÉTODO GENERAL.

KK.4 MÉTODO PASO A PASO EN EL TIEMPO.

KK.5 APLICACIÓN DE LOS TEOREMAS DE LA VISCOELASTICIDAD LINEAL.

KK.6 MÉTODO DEL COEFICIENTE DE ENVEJECIMIENTO.

KK.7 FORMULACIÓN SIMPLIFICADA.

APÉNDICE LL PROPUESTA PARA LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN TIPO LÁMINA.

APÉNDICE MM RECOMENDACIONES PARA EL ESFUERZO CORTANTE Y FLEXIÓN TRANSVERSAL.

APÉNDICE NN RECOMENDACIONES PARA LAS TENSIONES DE DAÑO EQUIVALENTE PARA COMPROBACIONES A FATIGA.

NN.1 GENERALIDADES.

NN.2 PUENTES DE CARRETERA.

NN.2.1 *Armadura pasiva y activa.*

NN.3 PUENTES DE FERROCARRIL.

APÉNDICE OO PROPUESTA DE REGIONES DE DISCONTINUIDAD TIPO EN PUENTES.

OO.1 DIAFRAGMAS DE TABLEROS DE SECCIÓN CAJÓN CON APOYO DIRECTO DE LAS ALMAS EN LOS APOYOS.

OO.2 DIAFRAGMAS DE TABLEROS DE SECCIÓN CAJÓN CON APOYO INDIRECTO DE LAS ALMAS EN LOS APOYOS.

OO.3 DIAFRAGMAS DE TABLEROS EMPOTRADOS EN PILAS.

OO.4 DIAFRAGMAS DE TABLEROS CON SECCIÓN EN DOBLE T Y APOYOS SITUADOS BAJO LAS ALMAS.

APÉNDICE PP FORMATO DE SEGURIDAD PROPUESTO PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL.

PP.1 APLICACIÓN PRÁCTICA.

APÉNDICE QQ PROPUESTA PARA EL CONTROL DE LA FISURACIÓN POR CORTANTE EN LAS ALMAS.

1 Generalidades

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

- | | | | |
|-----------|-----------|-----------|---------|
| 1.1.1 (1) | 1.1.2 (3) | 1.3 (1) | 1.5.2.2 |
| 1.1.1 (2) | 1.1.2 (4) | 1.5.1 (1) | 1.5.2.3 |
| 1.1.1 (3) | 1.2 | 1.5.2.1 | 1.5.2.4 |

NOTA: La numeración de los apartados de este Anejo en ocasiones no es consecutiva, a semejanza de la estructura de la correspondiente norma de Eurocódigo.

1.1 Alcance

1.1.1 Alcance del anexo.

- (1) Este anexo proporciona una base para el proyecto de puentes y sus elementos constitutivos, de hormigón en masa, armado y pretensado, realizados con áridos convencionales y ligeros.
- (2) En este anexo se tratan las siguientes materias:

Apartado 1: Generalidades

Apartado 2: Bases de proyecto

Apartado 3: Materiales

Apartado 4: Durabilidad y recubrimiento de armaduras

Apartado 5: Análisis estructural

Apartado 6: Estados Límite Últimos (ELU)

Apartado 7: Estados Límite de Servicio (ELS)

Apartado 8: Detalles de armado con armaduras pasivas y activas – Generalidades

Apartado 9: Detalles constructivos de elementos estructurales y reglas particulares

Apartado 10: Reglas adicionales para elementos estructurales y estructuras de hormigón prefabricado

Apartado 11: Estructuras de hormigón con áridos ligeros

Apartado 12: Estructuras de hormigón en masa y ligeramente armado

Apartado 13: Consideración en el proyecto del proceso constructivo

1.106 Notación

Para el propósito de este anexo, será de aplicación la siguiente notación.

Letras latinas mayúsculas

A	Acción accidental
A	Área de la sección transversal
A_c	Área de la sección transversal de hormigón
A_{ct}	Área de la sección transversal de hormigón en tracción
A_p	Área de la sección transversal de armadura activa
A_s	Área de la sección transversal de armadura pasiva

$A_{s,min}$	Área de la sección mínima de armadura pasiva
A_{sw}	Área de la sección transversal de armadura de cortante
D	Diámetro del mandril
D_{Ed}	Coeficiente de daño por fatiga
E	Efecto de una acción
$E_c, E_{c,28}$	Módulo de elasticidad tangente para un hormigón convencional a una tensión de $\sigma_c = 0$ a la edad de 28 días
$E_{c,eff}$	Módulo de deformación longitudinal eficaz del hormigón
E_{cd}	Valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón
E_{cm}	Módulo de elasticidad secante del hormigón
$E_c(t)$	Módulo de elasticidad tangente para un hormigón de densidad normal a una tensión de $\sigma_c = 0$ y una edad de t (días)
E_p	Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura activa
E_s	Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura pasiva
EI	Rigidez a flexión
ELS	Estado Límite de Servicio
ELU	Estado Límite Último
EQU	Equilibrio estático
F	Acción
F_d	Valor de cálculo de una acción
F_k	Valor característico de una acción
G_k	Valor característico de una acción permanente
I	Momento de inercia de la sección de hormigón
J	Función de fluencia
K_c	Coeficiente relativo a los efectos de fisuración y fluencia
K_s	Coeficiente relativo a la contribución de las armaduras
L	Longitud
M	Momento flector
M_{Ed}	Momento flector de cálculo
M_{rep}	Momento flector de fisuración
N	Esfuerzo axil o número de ciclos de carga de fatiga
N_{Ed}	Valor de cálculo del esfuerzo axil (tracción o compresión)
P	Fuerza de pretensado
P_o	Fuerza inicial en el extremo activo del tendón de pretensado en el momento inmediatamente posterior al tesado
Q_k	Valor característico de una acción variable

Q_{fat}	Valor característico de una carga de fatiga
R	Resistencia o función de relajación
S	Solicitud y esfuerzos
S	Momento estático
T	Momento torsor
T_{Ed}	Valor de cálculo del momento torsor
V	Esfuerzo cortante
V_{Ed}	Valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por acciones exteriores
Vol	Volumen de tráfico
X	Límite recomendado del porcentaje de armaduras acopladas en una sección

Letras latinas minúsculas

a	Distancia
a	Dato geométrico
Δa	Tolerancia de un dato geométrico
b	Ancho total de una sección, o ancho real del ala en una viga en T o en L
b_w	Ancho del alma en una viga T, I o L
c_{min}	Recubrimiento mínimo
d	Diámetro; canto
d	Canto útil de una sección transversal
d_g	Tamaño máximo del árido
e	Excentricidad
f	Frecuencia
f_c	Resistencia del hormigón a compresión
f_{cd}	Resistencia de cálculo del hormigón a compresión
f_{ck}	Resistencia característica del hormigón a compresión ensayado en probeta cilíndrica a los 28 días
f_{cm}	Valor medio de la resistencia del hormigón a compresión ensayado en probeta cilíndrica
f_{ctb}	Resistencia a tracción antes de fisurar en un estado de tensión biaxial
f_{ctk}	Resistencia característica del hormigón a tracción
f_{ctm}	Valor medio de la resistencia del hormigón a tracción
f_{ctx}	Resistencia a tracción adecuada para la evaluación del momento de fisuración
f_p	Resistencia a tracción del acero de las armaduras activas
f_{pk}	Resistencia característica a tracción del acero de las armaduras activas
$f_{po,1}$	Límite elástico convencional al 0,1% de la armadura activa
$f_{po,1k}$	Límite elástico característico al 0,1% de la armadura activa
$f_{0,2k}$	Límite elástico característico al 0,2% de la armadura pasiva

f_t	Resistencia a tracción de la armadura pasiva
f_{tk}	Resistencia característica a tracción de la armadura pasiva
f_y	Límite elástico de la armadura pasiva
f_{yd}	Límite elástico de cálculo de la armadura pasiva
f_{yk}	Límite elástico característico de la armadura pasiva
f_{ywd}	Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante
h	Altura
h	Canto total de una sección
i	Radio de giro
k	Coeficiente; factor
l	Longitud, luz de vano o altura
m	Masa o componentes de la losa
n	Componentes del esfuerzo de membrana
q_{ud}	Valor máximo alcanzado de la combinación en un análisis no lineal
r	Radio o coeficiente de corrección para el pretensado
$1/r$	Curvatura de una sección particular
s	Separación entre fisuras
t	Espesor
t	Instante de tiempo considerado
t_0	Edad del hormigón en el momento de puesta en carga
u	Perímetro de la sección de hormigón, de área A_c
u	Componente del desplazamiento de un punto
v	Componente del desplazamiento de un punto o cortante transversal
w	Componente del desplazamiento de un punto o ancho de fisura
x	Profundidad de la fibra neutra
x, y, z	Coordenadas
x_u	Profundidad de la fibra neutra en ELU tras la redistribución
z	Brazo mecánico
<i>Letras griegas mayúsculas</i>	
Φ	Coeficiente dinámico
<i>Letras griegas minúsculas</i>	
α	Ángulo; ratio; coeficiente de los efectos a largo plazo o relación entre tensiones principales
α_e	Relación E_s/E_{cm}
α_h	Coeficiente de reducción para θ_1
β	Ángulo, ratio; coeficiente t

γ	Coeficiente parcial de seguridad
γ_A	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones accidentales A
γ_C	Coeficiente parcial de seguridad del hormigón
γ_F	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones, F
$\gamma_{F,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones de fatiga
$\gamma_{C,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad de la fatiga del hormigón
γ_O	Coeficiente global de seguridad
γ_G	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes, G
γ_M	Coeficiente parcial de una propiedad del material, teniendo en cuenta las incertidumbres en la propiedad del material, la desviación geométrica y el modelo de cálculo utilizado
γ_P	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones de pretensado, P
γ_Q	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables, Q
γ_S	Coeficiente parcial de seguridad de la armadura pasiva o activa
$\gamma_{S,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad de la armadura pasiva o activa bajo cargas de fatiga
γ_f	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones sin tener en cuenta las incertidumbres del modelo
γ_g	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes sin tener en cuenta las incertidumbres del modelo
γ_m	Coeficientes parciales de la propiedad de un material, teniendo en cuenta únicamente las incertidumbres en la propiedad del material
δ	Incremento; Coeficiente de redistribución
ξ	Función de redistribución de fluencia o relación entre las capacidades adherentes
ζ	Coeficiente de reducción o distribución
ε_c	Deformación de compresión del hormigón
ε_{ca}	Retracción autógena
ε_{cc}	Deformación de fluencia
ε_{cd}	Retracción por secado
ε_{c1}	Deformación de compresión del hormigón correspondiente a la tensión máxima f_c
ε_{cu}	Deformación última de compresión en el hormigón
ε_u	Deformación de la armadura pasiva o activa bajo carga máxima
ε_{uk}	Deformación característica de la armadura pasiva o activa bajo carga máxima
θ	Ángulo
θ_1	Inclinación de las imperfecciones geométricas
λ	Esbeltaez o coeficientes de daño equivalente en fatiga
μ	Coeficiente de rozamiento entre los tendones y sus vainas
ν	Coeficiente de Poisson
ν	Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por cortante

ρ	Densidad seca del hormigón (después de secado en estufa) en kg/m ³
ρ_{1000}	Valor de la pérdida por relajación (en %) a las 1000 horas, después del tesado y a una temperatura media de 20° C
ρ_l	Cuantía de armadura longitudinal
ρ_w	Cuantía de armadura de cortante
σ_c	Tensión de compresión en el hormigón
σ_{cp}	Tensión de compresión en el hormigón por un esfuerzo axil o de pretensado
σ_{cu}	Tensión de compresión en el hormigón correspondiente a la deformación última de compresión ε_{cu}
τ	Tensión tangencial de torsión
ϕ	Diámetro de una armadura o de una vaina de pretensado
ϕ_n	Diámetro equivalente de un grupo de armaduras
$\varphi(t, t_0)$	Coeficiente de fluencia entre los instantes t_0 y t , relativo a una deformación elástica a los 28 días
φ_{fat}	Coeficiente de impacto de daño equivalente en fatiga
$\varphi(\infty, t_0)$	Coeficiente de fluencia a tiempo infinito
ψ	Coeficientes que definen los valores representativos de las acciones variables
ψ_0	Para valores de combinación
ψ_1	Para valores frecuentes
ψ_2	Para valores quasi-permanentes
χ	Coeficiente de envejecimiento

2 Bases de cálculo

Son de aplicación todas las cláusulas del Anejo 19.

3 Materiales

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19.

3.1.1 (1)	3.1.8 (1)	3.3.1 (1)	
3.1.1 (2)	3.1.9 (1)	3.3.1 (2)	
3.1.2 (1)	3.1.9 (2)	3.3.1 (3)	
3.1.2 (3)	3.2.1 (1)	3.3.1 (4)	3.3.6 (1)
3.1.2 (4)	3.2.1 (2)	3.3.1 (5)	3.3.6 (2)
3.1.2 (5)	3.2.1 (3)	3.3.1 (6)	3.3.6 (3)
3.1.2 (6)	3.2.1 (4)	3.3.1 (7)	3.3.6 (4)
3.1.2 (7)	3.2.1 (5)		3.3.6 (5)
3.1.2 (8)	3.2.2 (1)		3.3.6 (6)

3.1.2 (9)	3.2.2 (2)		3.3.6 (7)
3.1.3 (1)	3.2.2 (3)	3.3.1 (11)	3.3.7 (1)
3.1.3 (2)	3.2.2 (4)	3.3.2 (1)	3.3.7 (2)
3.1.3 (3)	3.2.2 (5)		
3.1.3 (4)	3.2.2 (6)	3.3.2 (3)	3.4.1.1 (2)
3.1.3 (5)	3.2.3 (1)		3.4.1.1 (3)
3.1.4 (1)	3.2.4 (2)		
3.1.4 (2)	3.2.5 (1)		
3.1.4 (3)	3.2.5 (2)		
3.1.4 (4)	3.2.5 (3)		3.4.2.1 (1)
3.1.4 (5)	3.2.5 (4)		3.4.2.1 (2)
3.1.4 (6)	3.2.6 (1)		3.4.2.1 (3)
3.1.5 (1)	3.2.7 (1)		3.4.2.2 (1)
3.1.7 (1)	3.2.7 (2)		
3.1.7 (2)	3.2.7 (3)		
3.1.7 (3)	3.2.7 (4)		

3.1 Hormigón

3.1.2 Resistencia

(102) La resistencia en este anexo se indica por medio de la resistencia característica a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a los 28 días f_{ck} , con un valor mínimo de 25 N/mm² y un valor máximo de 90 N/mm².

3.1.6 Resistencias de cálculo a compresión y tracción

(101) El valor de cálculo de la resistencia a compresión f_{cd} se define como:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (3.15)$$

donde:

γ_c es el coeficiente parcial de seguridad del hormigón, véase el apartado 2.4.2.4 del Anejo 19, y

α_{cc} es un coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a compresión y los efectos desfavorables que resultan de la forma en la que se aplica la carga. Con carácter general se utilizará el valor $\alpha_{cc} = 1,00$. El autor del proyecto podrá valorar la adopción de un valor inferior, comprendido entre 0,85 y 1,00 en función de las características del elemento. En caso de utilizar hormigón ligero, se tomará $\alpha_{cc} = 0,85$.

(102) El valor de cálculo de la resistencia a tracción f_{ctd} se define como:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (3.16)$$

donde:

γ_c es el coeficiente parcial de seguridad del hormigón, véase el apartado 2.4.2.4 del Anejo 19, y

α_{ct} es un coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a tracción y los efectos desfavorables que resultan de la forma en la que se aplican las cargas. Se utilizará el valor $\alpha_{ct} = 1,00$.

3.2 Armadura pasiva

3.2.4 Características de ductilidad

(101) La armadura deberá tener una ductilidad adecuada, definida por el cociente entre la resistencia a tracción y el límite elástico $(f_t/f_y)_k$, así como por la deformación bajo carga máxima ε_{uk} . Para puentes se adoptan los tipos S y SD (véase la tabla 34.2.a del Código Estructural).

4 Durabilidad y recubrimiento de armaduras

La durabilidad de las estructuras de hormigón se recoge en el Capítulo 9 de este Código Estructural.

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19.

4.1 (1)	4.2 (3)	4.4.1.2 (4)	4.4.1.3 (1)
4.1 (2)	4.3 (1)	4.4.1.2 (5)	4.4.1.3 (2)
4.1 (3)	4.3 (2)	4.4.1.2 (7)	4.4.1.3 (3)
4.1 (4)	4.4.1.1 (1)	4.4.1.2 (8)	4.4.1.3 (4)
4.1 (5)	4.4.1.1 (2)	4.4.1.2 (10)	
4.1 (6)	4.4.1.2 (1)	4.4.1.2 (11)	
4.2 (1)	4.4.1.2 (2)	4.4.1.2 (12)	
4.2 (2)	4.4.1.2 (3)	4.4.1.2 (13)	

4.2 Condiciones ambientales

(104) Se debe considerar en el proyecto la penetración del agua o la posibilidad de infiltración del agua desde la calzada hacia el interior de las estructuras aligeradas.

(105) La clase de exposición de una superficie de hormigón protegida mediante impermeabilización deberá ser del tipo XC3.

(106) Si se utilizan sales fundentes, todas las superficies de hormigón expuestas situadas a menos de 10 m metros de la calzada medidos horizontalmente, o a menos de 5 m metros por encima de la calzada, deben considerarse como directamente afectadas por las sales fundentes. Las caras superiores de los apoyos situadas bajo las juntas de dilatación deben considerarse igualmente como directamente afectadas por las sales fundentes.

Las clases de exposición para las superficies directamente expuestas a las sales de deshielo serán XF2 o XF4, según el caso. Además, se dispondrán recubrimientos con los espesores indicados en el apartado 44.3 del Código Estructural.

4.3 Requisitos para la durabilidad

(103) Las armaduras activas exteriores deben cumplir con los requisitos establecidos en el Código Estructural.

4.4 Métodos de comprobación

4.4.1 Recubrimiento del hormigón

4.4.1.2 Recubrimiento mínimo de hormigón, c_{min}

El recubrimiento mínimo debe cumplir lo recogido en los apartados 44.2.1, 44.4 y 44.5 del Código Estructural.

(109) En el caso de un hormigón vertido in-situ sobre una superficie de hormigón existente (prefabricado o in-situ), se pueden modificar los requisitos para el recubrimiento entre la armadura y la zona de contacto.

El recubrimiento es necesario solo para satisfacer la condición de adherencia (véase el apartado 4.4.1.2(3) del Anejo 19), si se cumplen las siguientes condiciones:

- La superficie del hormigón existente no ha estado expuesta a ambiente exterior más de 28 días.
- La superficie del hormigón existente es rugosa.
- La resistencia característica del hormigón existente es al menos $f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$.

Además, la suma del recubrimiento del hormigón in situ más, en su caso, el espesor del elemento de hormigón existente deberá cumplir lo indicado en el apartado 4.4.1 del Anejo 19.

(114) Los tableros de hormigón visto de puentes de carreteras, que no tengan impermeabilización o revestimiento, deben clasificarse como Clase de Abrasión XM2.

(115) Cuando una superficie de hormigón se encuentre sometida a abrasión por aguas que arrastren hielo o partículas sólidas, el recubrimiento debe incrementarse un mínimo de 10 mm.

5 Análisis estructural

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19.

5.1.1 (1)	5.6.1 (3)	5.8.5 (2)	5.10.1 (3)
5.1.1 (2)	5.6.1 (4)	5.8.5 (3)	5.10.1 (4)
5.1.1 (3)	5.6.2 (1)		5.10.1 (5)
5.1.1 (4)	5.6.2 (3)	5.8.6 (1)	5.10.2.1 (1)
5.1.1 (5)	5.6.2 (4)	5.8.6 (2)	5.10.2.1 (2)
5.1.1 (6)	5.6.2 (5)	5.8.6 (3)	5.10.2.2 (1)
5.1.1 (7)	5.6.3 (1)	5.8.6 (4)	5.10.2.2 (2)
5.1.2 (1)	5.6.3 (3)	5.8.6 (5)	5.10.2.2 (3)
5.1.2 (2)	5.6.3 (4)	5.8.6 (6)	5.10.2.2 (4)
5.1.2 (3)	5.6.4 (1)	5.8.7.1 (1)	5.10.2.2 (5)
5.1.2 (4)	5.6.4 (2)	5.8.7.1 (2)	5.10.2.3 (1)
5.1.2 (5)	5.6.4 (3)	5.8.7.2 (1)	5.10.3 (1)
5.1.4 (1)	5.6.4 (4)	5.8.7.2 (2)	5.10.3 (2)
5.1.4 (2)	5.6.4 (5)	5.8.7.2 (3)	5.10.3 (3)
5.1.4 (3)	5.7 (1)	5.8.7.2 (4)	5.10.3 (4)
5.2 (1)	5.7 (2)	5.8.7.3 (1)	5.10.4 (1)
5.2 (2)	5.7 (3)	5.8.7.3 (2)	5.10.5.1 (1)
5.2 (3)	5.7 (4)	5.8.7.3 (3)	5.10.5.1 (2)

5.2 (7)	5.8.1	5.8.7.3 (4)	5.10.5.2 (1)
5.3.1 (1)	5.8.2 (1)	5.8.8.1 (1)	5.10.5.2 (2)
5.3.1 (3)	5.8.2 (2)	5.8.8.1 (2)	5.10.5.2 (3)
5.3.1 (4)	5.8.2 (3)	5.8.8.2 (1)	5.10.5.2 (4)
5.3.1 (5)	5.8.2 (4)	5.8.8.2 (2)	5.10.5.3 (1)
5.3.1 (7)	5.8.2 (5)	5.8.8.2 (3)	5.10.5.3 (2)
5.3.2.1 (1)	5.8.2 (6)	5.8.8.2 (4)	5.10.6 (1)
5.3.2.1 (2)	5.8.3.1 (1)	5.8.8.3 (1)	5.10.6 (2)
5.3.2.1 (3)	5.8.3.1 (2)	5.8.8.3 (2)	5.10.6 (3)
5.3.2.1 (4)	5.8.3.2 (1)	5.8.8.3 (3)	5.10.7 (1)
5.3.2.2 (1)	5.8.3.2 (2)	5.8.8.3 (4)	5.10.7 (2)
5.3.2.2 (2)	5.8.3.2 (3)	5.8.9 (1)	5.10.7 (3)
5.3.2.2 (3)	5.8.3.2 (4)	5.8.9 (2)	5.10.7 (4)
5.4 (1)	5.8.3.2 (5)	5.8.9 (3)	5.10.7 (5)
5.4 (2)	5.8.3.2 (6)	5.8.9 (4)	5.10.7 (6)
5.4 (3)	5.8.3.2 (7)	5.9 (1)	5.10.8 (1)
5.5 (1)	5.8.4 (1)	5.9 (2)	5.10.8 (2)
5.5 (2)	5.8.4 (2)	5.9 (3)	5.10.9 (1)
5.5 (3)	5.8.4 (3)	5.9 (4)	5.11 (1)
5.5 (6)	5.8.4 (4)	5.10.1 (1)	5.11 (2)
5.6.1 (2)	5.8.5 (1)	5.10.1 (2)	

5.1 Generalidades

5.1.1 Requisitos generales

(108) Para el análisis de efectos diferidos en puentes se pueden aplicar métodos de cálculo reconocidos.

NOTA: Se puede encontrar más información en el Apéndice KK.

5.1.3 Hipótesis de carga y combinaciones

(101) Al plantear las combinaciones de acciones (véanse el apartado 6 y el Apéndice A2 del Anexo 18), deberán considerarse las hipótesis de carga que den lugar a las pésimas condiciones de cálculo en todas las secciones de la estructura considerada o en cualquiera de sus partes, sin adoptar simplificaciones específicas en el tratamiento de las acciones. El autor del proyecto valorará, en su caso, el empleo de hipótesis de cálculo simplificadas.

5.2 Imperfecciones geométricas

(104) Los puntos (105) y (106) de este apartado y el punto (7) del apartado 5.2 del Anejo 19, son de aplicación a elementos sometidos a compresión simple y estructuras con carga vertical. Los valores numéricos corresponden a desviaciones normales en la ejecución (con un control de ejecución normal, de acuerdo al apartado 14.3 del Código Estructural). Cuando se apliquen otras desviaciones de ejecución, los valores numéricos se ajustarán de modo apropiado.

(105) Las imperfecciones pueden representarse por una inclinación θ_l , dada por

$$\theta_l = \theta_0 \alpha_h \quad (5.101)$$

donde:

θ_0 es el valor básico y es igual a 1/200

α_h es el coeficiente de reducción por la longitud o altura:

$$\alpha_h = 2/\sqrt{l}; \alpha_h \leq 1$$

l es la longitud o altura [m].

(106) Para puentes arco, la forma de las imperfecciones en los planos horizontal y vertical debe basarse en la forma de los modos principales de pandeo horizontal y vertical, respectivamente. Cada modo debe representarse por un perfil sinusoidal, tomándose una amplitud de $a = \theta_1 \frac{l}{2}$, donde l es la mitad de la longitud de onda.

Los puntos (8) y (9) del apartado 5.2 del Anejo 19 no son de aplicación.

5.3 Modelización de la estructura

5.3.1 Modelos estructurales para análisis globales

Los puntos (2) y (6) del apartado 5.3.1 del Anejo 19 no son de aplicación.

5.3.2 Parámetros geométricos

5.3.2.2 Luz efectiva de vigas y losas

NOTA: Los puntos (1), (2) y (3) del apartado 5.3.2.2 del Anejo 19 son de aplicación, aunque ese anejo haga referencia a edificación.

(104) En el caso de una viga o losa continua sobre un apoyo, que se pueda considerar que no coacciona el giro (por ejemplo, sobre muros) y en el análisis se considere como apoyo puntual, el momento de cálculo en el apoyo, obtenido bajo la hipótesis de una luz igual a la distancia entre centros de apoyos, puede reducirse en una cantidad ΔM_{Ed} , tal como sigue:

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t / 8 \quad (5.9)$$

donde:

$F_{Ed,sup}$ es la reacción de cálculo en el apoyo

t se tomará igual a la anchura del apoyo.

5.5 Análisis elástico lineal con redistribución limitada

(104) En vigas o losas continuas que:

a) estén solicitadas principalmente a flexión y

b) tengan una relación entre luces de vanos adyacentes dentro de un rango comprendido entre 0,5 y 2,

la redistribución de momentos flectores se puede llevar a cabo sin comprobar de forma explícita la capacidad de giro, si se cumple que:

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (5.10a)$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2 \quad (5.10b)$$

$\delta \geq k_5$ si se utilizan armaduras de tipos S y SD (véase la tabla 34.2.a del Código Estructural)

No se permite redistribución alguna si se utilizan en aceros de tipo T (véase la tabla 34.3 del Código Estructural)

donde:

δ es la relación existente entre el momento redistribuido y el momento flector elástico

x_u	es la profundidad de la fibra neutra en el Estado Límite Último después de la redistribución
d	es el canto útil de la sección
$k_1 = 0,44$	
$k_2 = 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$	
$k_3 = 0,54$	
$k_4 = 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$	
$k_5 = 0,85.$	

NOTA: Para el dimensionamiento de lasas macizas se pueden utilizar los límites del Anejo 19.

(105) La redistribución no se debe llevar a cabo en circunstancias en las cuales la capacidad de giro no pueda definirse con seguridad (por ejemplo, en puentes curvos o esviados).

5.6 Análisis plástico

5.6.1 Generalidades

(101) Los métodos basados en un análisis plástico únicamente se podrán utilizar para la comprobación en ELU, siempre que lo permita la propiedad.

5.6.2 Análisis plástico de vigas, pórticos y lasas

(102) La ductilidad se considerará adecuada si se cumplen las condiciones siguientes:

i) Se limita el área de la armadura de tracción, de forma que, en cualquier sección

$x_u/d \leq 0,15$ para hormigones con resistencia característica $f_{ck} \leq 50$

$\leq 0,10$ para hormigones con resistencia característica $f_{ck} \geq 55$.

ii) Las armaduras pasivas son de tipos S y SD.

iii) La relación entre los momentos en apoyos intermedios y los momentos en centro de vano se encuentra en un rango comprendido entre 0,5 y 2.

NOTA: Para el dimensionamiento de lasas macizas se pueden utilizar los límites del Anejo 19 del Código Estructural.

5.6.3 Capacidad de giro

(102) En las zonas de rótulas plásticas, x_u/d no podrá exceder de 0,30 para hormigones con resistencia característica $f_{ck} \leq 50$, y de 0,23 para hormigones con resistencia característica $f_{ck} \geq 55$.

5.7 Análisis no lineal

(105) Puede acometerse un análisis no lineal siempre que el modelo pueda cubrir de forma adecuada todos los posibles modos de fallo (por ejemplo, flexión, axil, cortante, rotura a compresión debida a una reducción de la resistencia efectiva del hormigón, etc.) y que la resistencia a tracción del hormigón no se utilice como un mecanismo principal resistente.

Si un único análisis no es suficiente para comprobar todos los mecanismos de fallo, se deben llevar a cabo análisis adicionales por separado.

Deben considerarse las siguientes hipótesis cuando se utilice un análisis no lineal:

- Para la armadura pasiva, se utilizará el diagrama tensión-deformación representado en la figura A19.3.8, del Anejo 19.

- En el caso de no disponer del diagrama garantizado por el fabricante, se utilizará la curva A. En dicho diagrama, f_{yk} y $k f_{yk}$ deben sustituirse por $1,1 f_{yk}$ y $1,1 k f_{yk}$, respectivamente.
- Para la armadura activa, se utilizará el diagrama tensión-deformación representado en la curva A de la figura A19.3.10 del apartado 3.3.6 del Anejo 19. En este diagrama f_{pk} debe sustituirse por $1,1 f_{pk}$.
- Para el hormigón, el diagrama tensión-deformación utilizado debe basarse en la expresión (3.14) del apartado 3.1.5 del Anejo 19. En el valor k de esta expresión f_{cm} debe sustituirse por $\gamma_{cf} f_{cm}$, con $\gamma_{cf} = 1,1 \cdot \gamma_S / \gamma_C$.

Se utilizará el siguiente método de cálculo para verificar la seguridad:

- La resistencia se calculará para diferentes niveles de las acciones correspondientes, los cuales deben incrementarse a partir de sus valores de servicio por escalones sucesivos, de forma que los valores de $\gamma_G \cdot G_k$ y $\gamma_Q \cdot Q_k$ se alcancen en el mismo escalón de carga. El proceso incremental de carga proseguirá hasta que alguna parte de la estructura alcance su resistencia última, que se evaluará teniendo en cuenta α_{cc} , o se produzca el fallo global de la estructura. La carga correspondiente a esta situación se denomina carga última q_{ud} .
- Se considerará un coeficiente global de seguridad γ_0 , lo que implica una capacidad resistente $R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_0} \right)$.
- Se debe cumplir una de las siguientes expresiones:

$$\gamma_{Rd} E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_0} \right) \quad (5.102 \text{ a})$$

o

$$E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_0} \right) \quad (5.102 \text{ b})$$

$$(\text{es decir}) \quad R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_0'} \right)$$

o

$$\gamma_{Rd} \gamma_{Sd} E(\gamma_g G + \gamma_q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_0} \right) \quad (5.102 \text{ c})$$

donde:

E Solitación debida a las acciones

R Resistencia o respuesta de la estructura

γ_{Rd} es el coeficiente parcial que tiene en cuenta la incertidumbre del modelo de resistencia, tomándose el valor $\gamma_{Rd} = 1,06$

γ_{Sd} es el coeficiente parcial que tiene en cuenta la incertidumbre del modelo de las acciones o esfuerzos de las acciones, tomándose el valor $\gamma_{Sd} = 1,15$

γ_0 es el coeficiente global del seguridad, tomándose el valor $\gamma_0 = 1,20$.

$$\gamma'_0 = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_0.$$

Se remite al Apéndice PP “Formato de seguridad propuesto para el cálculo no lineal” para mayores detalles.

Cuando la incertidumbre de los modelos (γ_{Rd} y γ_{Sd}) no se considere explícitamente en el análisis (es decir $\gamma_{Rd} = \gamma_{Sd} = 1$), se debe utilizar el valor $\gamma_0 = 1,27$.

NOTA: Si las propiedades de cálculo de los materiales (por ejemplo, como en 5.8.6 de Anejo 19) se utilizan para un análisis no lineal, habrá que tener un cuidado especial con los efectos de las acciones indirectas (por ejemplo, las deformaciones impuestas).

5.8 Análisis de los efectos de segundo orden con esfuerzo axil

5.8.4 Fluencia

(105) Se puede utilizar un método más preciso para la evaluación de la fluencia.

NOTA: Se puede encontrar más información en el Apéndice KK.

5.10 Elementos y estructuras pretensadas

5.10.1 Generalidades

(106) Se debe evitar la rotura frágil utilizando el método descrito en el punto (109) del apartado 6.1.

5.10.8 Efectos del pretensado en el Estado Límite Último

(103) Si el incremento de tensión en el pretensado exterior se calcula utilizando el estado de deformación del elemento en su totalidad, debe utilizarse un análisis no lineal. Véase el apartado 5.7.

6 Estados Límite Últimos (ELU)

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19.

6.1 (1)	6.2.4 (6)	6.4.3 (1)	6.5.4 (9)
6.1 (2)	6.2.4 (7)	6.4.3 (2)	6.6 (1)
6.1 (3)	6.2.5 (1)	6.4.3 (3)	6.6 (2)
6.1 (4)	6.2.5 (2)	6.4.3 (4)	6.6 (3)
6.1 (5)	6.2.5 (3)	6.4.3 (5)	6.7 (1)
6.1 (6)	6.2.5 (4)	6.4.3 (6)	6.7 (2)
6.1 (7)	6.3.1 (1)	6.4.3 (7)	6.7 (3)
6.2.1 (1)	6.3.1 (2)	6.4.3 (8)	6.7 (4)
6.2.1 (2)	6.3.1 (3)	6.4.3 (9)	6.8.1 (1)
6.2.1 (3)	6.3.1 (4)	6.4.4 (1)	6.8.2 (1)
6.2.1 (4)	6.3.1 (5)	6.4.4 (2)	6.8.2 (2)
6.2.1 (5)	6.3.2 (1)	6.4.5 (1)	6.8.2 (3)
6.2.1 (6)	6.3.2 (5)	6.4.5 (2)	6.8.3 (1)
6.2.1 (7)	6.3.3 (1)	6.4.5 (3)	6.8.3 (2)
6.2.1 (8)	6.3.3 (2)	6.4.5 (4)	6.8.3 (3)
6.2.1 (9)	6.4.1 (1)	6.4.5 (5)	6.8.4 (1)
6.2.2 (2)	6.4.1 (2)	6.5.1 (1)	6.8.4 (2)
6.2.2 (3)	6.4.1 (3)	6.5.2 (1)	6.8.4 (3)
6.2.2 (4)	6.4.1 (4)	6.5.2 (2)	6.8.4 (4)

6.2.2 (5)	6.4.1 (5)	6.5.2 (3)	6.8.4 (5)
6.2.2 (6)	6.4.2 (1)	6.5.3 (1)	6.8.4 (6)
6.2.2 (7)	6.4.2 (2)	6.5.3 (2)	6.8.5 (1)
6.2.3 (1)	6.4.2 (3)	6.5.3 (3)	6.8.5 (2)
6.2.3 (2)	6.4.2 (4)	6.5.4 (1)	6.8.5 (3)
6.2.3 (4)	6.4.2 (5)	6.5.4 (2)	6.8.6 (1)
6.2.3 (5)	6.4.2 (6)	6.5.4 (3)	6.8.6 (2)
6.2.3 (6)	6.4.2 (7)	6.5.4 (4)	6.8.7 (2)
6.2.3 (8)	6.4.2 (8)	6.5.4 (5)	6.8.7 (3)
6.2.4 (1)	6.4.2 (9)	6.5.4 (6)	6.8.7 (4)
6.2.4 (2)	6.4.2 (10)	6.5.4 (7)	
6.2.4 (4)	6.4.2 (11)	6.5.4 (8)	

6.1 Flexión simple o compuesta

(108) Para el pretensado exterior, se acepta la hipótesis de que la deformación de la armadura activa entre dos puntos fijos consecutivos es constante. La deformación en la armadura activa será entonces igual a la deformación remanente, tras las pérdidas, incrementada en la deformación estructural entre los puntos fijos considerados.

(109) Para estructuras pretensadas, se puede satisfacer el punto 5 del apartado 5.10.1 si se proporciona un área mínima de armadura pasiva, de acuerdo con la expresión (6.101a).

Este método garantiza que la rotura no es frágil si se cumple la siguiente ecuación, es decir, si se garantiza que la armadura a tracción proporciona un momento último igual al de fisuración de la sección.

$$A_p \cdot f_{pyd} \cdot \frac{d_p}{d_s} + A_s \cdot f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} \cdot f_{ctm} + \frac{P}{z} \cdot \left(\frac{W_1}{A} + e \right) \quad (6.101a)$$

donde:

A_p	área de la armadura activa adherente
A_s	área de la armadura pasiva
f_{pyd}	resistencia de cálculo del acero de la armadura activa adherente en tracción
f_{yd}	resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción
f_{ctm}	resistencia media a flexotracción del hormigón
W_1	módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada
d_p	profundidad de la armadura activa desde la fibra más comprimida de la sección
d_s	profundidad de la armadura pasiva desde la fibra más comprimida de la sección
P	fuerza de pretensado descontadas las pérdidas instantáneas
A	área de la sección bruta de hormigón
e	excentricidad del pretensado respecto del centro de gravedad de la sección bruta
z	brazo mecánico de la sección. A falta de cálculos más precisos puede adoptarse $z = 0,8 h$.

En caso de que solo exista armadura activa en la sección de cálculo, se considerará $d_p/d_s=1$ en la expresión anterior.

(110) Además, serán de aplicación las siguientes reglas:

- i) La armadura pasiva mínima debe disponerse en las zonas donde aparezcan tensiones de tracción en el hormigón bajo la combinación característica de acciones. En esta comprobación, se deben considerar únicamente los efectos hiperestáticos del pretensado, ignorando los efectos isostáticos del mismo.
- ii) En el caso de piezas con armadura pretesa, la expresión (6.101a) se empleará utilizando una de las alternativas, a) o b) siguientes:
 - a) Las armaduras activas que tengan un recubrimiento de hormigón de al menos $k_{cm} = 2$ veces el mínimo especificado en el apartado 4.4.1.2 se considerarán como efectivas en $A_{s,min}$. Se utilizará un valor de z_s basado en la posición efectiva de los cordones y se sustituirá f_{yk} por $f_{p0,1k}$.
 - b) Las armaduras activas sometidas a tensiones inferiores a $0,6 f_{pk}$ tras las pérdidas bajo la combinación característica de acciones, se considerarán como totalmente activas. En este caso la expresión (6.101a) se sustituye por:

$$A_{s,min}f_{yk} + A_p\Delta\sigma_p \geq \frac{M_{rep}}{z} \quad (6.101b)$$

donde:

$\Delta\sigma_p$ es el mínimo de los dos valores siguientes: $0,4f_{ptk}$ y 500 N/mm^2 .

- iii) Para asegurar una ductilidad adecuada, en el caso de vigas continuas, será necesario prolongar la armadura mínima $A_{s,min}$, definida en las expresiones (6.101), hasta el apoyo intermedio del vano considerado.

Sin embargo, no será necesaria dicha prolongación si, en el Estado Límite Último, la capacidad resistente a tracción proporcionada por las armaduras pasiva y activa sobre los apoyos, calculada con las resistencias características f_{yk} y $f_{p0,1k}$, respectivamente, es menor que la capacidad resistente a compresión del ala inferior, lo que significa que no es probable una rotura a compresión del hormigón:

$$A_s f_{yk} + k_p A_p f_{p0,1k} < t_{inf} b_0 \alpha_{cc} f_{ck} \quad (6.102)$$

donde:

t_{inf}, b_0 son, respectivamente, el espesor y el ancho del ala inferior de la sección. En el caso de secciones en T, se tomará t_{inf} igual a b_0

A_s, A_p representan, respectivamente, el área de armadura pasiva y activa en la zona de tracción en el Estado Límite Último

$$k_p = 1,0.$$

6.2 Esfuerzo cortante

6.2.2 Elementos que no requieren armadura de cortante

(101) El valor de cálculo de la resistencia a cortante $V_{Rd,c}$ viene dado por:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k(100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2a)$$

con un valor mínimo de

$$V_{Rd,c} = (\gamma_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2b)$$

donde:

$$f_{ck} \quad \text{en N/mm}^2$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ con } d \text{ en mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

A_{sl} es el área de la armadura de tracción, que se prolonga en una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección considerada (véase la figura A21.6.3). El área de la armadura activa adherente se puede incluir en el cálculo de A_{sl} . En este caso, se puede utilizar un valor medio ponderado para d

b_w es el ancho mínimo de la sección en la zona traccionada [mm]

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} [\text{N/mm}^2]$$

N_{Ed} es el esfuerzo axial en la sección transversal debido a una carga exterior o al efecto activo del pretensado en Newtons ($N_{Ed} > 0$ para compresión). Se puede despreciar la influencia de las deformaciones impuestas en N_{Ed}

A_c es el área de la sección de hormigón [mm^2]

$V_{Rd,c}$ en Newtons

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (6.3)$$

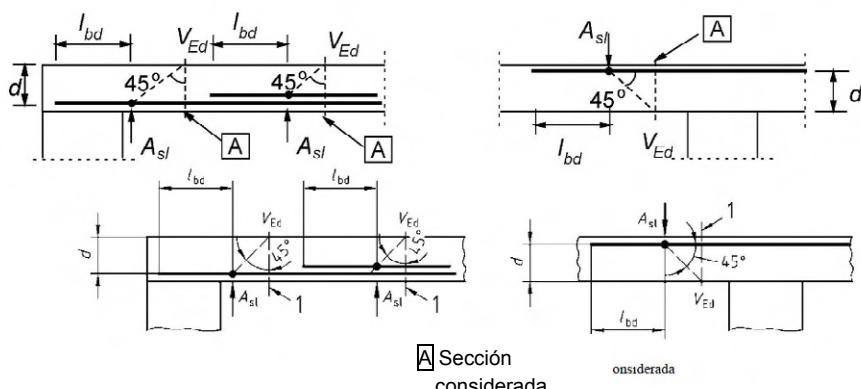


Figura A21.6.3 Definición de A_{sl} en la expresión (6.2)

6.2.3 Elementos que requieren armadura de cortante

(103) Para elementos con armadura vertical de cortante, la resistencia a cortante V_{Rd} , se define como el menor valor de los dos siguientes:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\theta \quad (6.8)$$

NOTA 1: Si se utiliza la expresión (6.10) se deberá reducir el valor de f_{ywd} a $0,8 f_{ywk}$ en la expresión (6.8).

y

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (6.9)$$

donde:

- A_{sw} es el área de la sección transversal de la armadura de cortante
 s es la separación de los cercos
 f_{ywd} es el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante
 ν_1 es un coeficiente de reducción de la resistencia para el hormigón fisurado por cortante. Su valor será $\nu_1 = \nu$, definido en la expresión 6.6 del apartado 6.2.2 del Anejo 19. Si la tensión de cálculo en la armadura de cortante es menor que el 80% del límite elástico característico f_{yk} , se tomará:

$$\nu_1 = 0,6 \quad \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \quad (6.10.a)$$

$$\nu_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \quad \text{para } f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2 \quad (6.10.b)$$

Los valores anteriores son aplicables tanto para elementos armados como pretensados.

- α_{cw} es un coeficiente que tiene en cuenta el estado tensional en el cordón comprimido. Su valor será:
- | | |
|-------------------------------|---|
| 1 | para estructuras no pretensadas |
| $(1 + \sigma_{cp}/f_{cd})$ | para $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$ (6.11.a) |
| 1,25 | para $0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd}$ (6.11.b) |
| $2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ | para $0,5f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0f_{cd}$ (6.11.c) |

donde:

- σ_{cp} es la tensión media de compresión en el hormigón, con valor positivo, debida al esfuerzo axil de cálculo. Se obtendrá dividiendo el axil por la sección homogeneizada de hormigón, teniendo en cuenta, por tanto, la armadura. No se calculará el valor de σ_{cp} a una distancia inferior a $0,5d \cdot \cot\theta$ desde el borde del apoyo.

En el caso de armaduras activas rectas, un elevado grado de pretensado ($\sigma_{cp}/f_{cd} > 0,5$) y almas delgadas, si los cordones de tracción y compresión son capaces de soportar todo el esfuerzo de pretensado y se disponen diafragmas en los extremos de las vigas para transmitir dicho esfuerzo de pretensado (véase la figura A21.6.101), se puede suponer que el esfuerzo de pretensado se va a repartir entre los cordones. En estas circunstancias, en el alma debe considerarse únicamente el campo de compresión debido al cortante ($\alpha_{cw} = 1$).

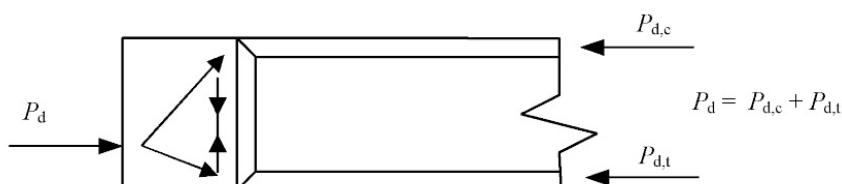


Figura A21.6.101 Transmisión del pretensado a través de diafragmas extremos entre las alas

NOTA 5: El área máxima eficaz de armadura de cortante $A_{sw,max}$ para $\cot\theta = 1$ viene dada por:

$$\frac{A_{sw,max}f_{ywd}}{b_{ws}} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd} \quad (6.12)$$

(107) La fuerza de tracción adicional ΔF_{td} en la armadura longitudinal debida al cortante V_{Ed} puede calcularse mediante:

$$\Delta F_{td} = 0,5V_{Ed}(\cot\theta - \cot\alpha) \quad (6.18)$$

No deberá tomarse un valor de $(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ superior a $M_{Ed,max}/z$.

En el caso de pretensado adherente situado a lo largo del cordón traccionado, el efecto resistente del pretensado se puede tener en cuenta para resistir la fuerza longitudinal total de tracción.

En el caso de tendones inclinados de pretensado adherente junto a armadura pasiva longitudinal y/o tendones de pretensado adherente longitudinales, la resistencia a cortante se puede calcular, de manera simplificada, superponiendo dos modelos de celosías con geometría diferente (véase la figura A21.6.102).

En la expresión (6.9) para comprobar el campo de tensiones en el hormigón se adoptará un valor ponderado entre θ_1 y θ_2 .

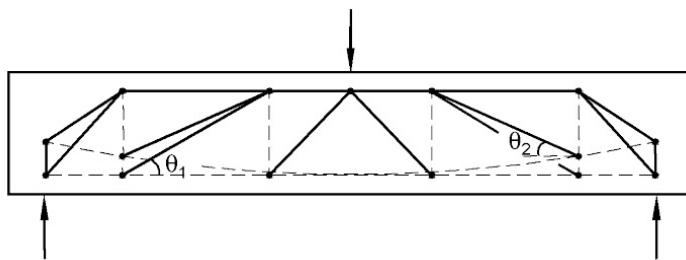
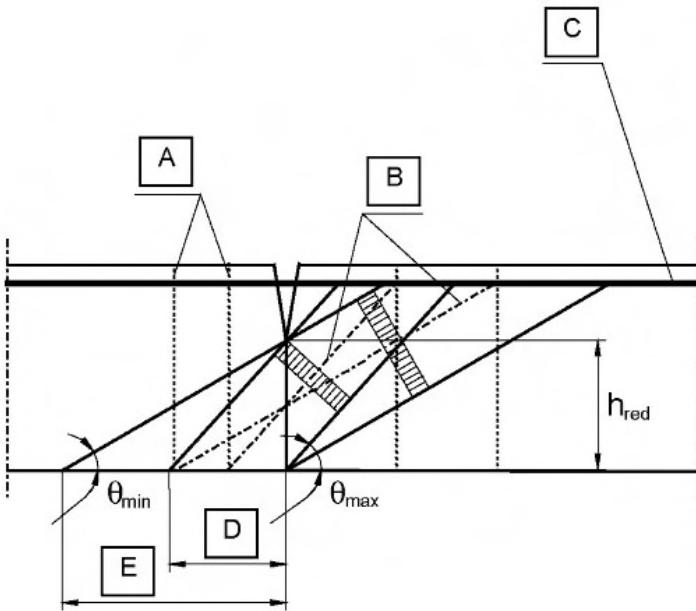


Figura A21.6.102 Superposición de modelos de resistencia a esfuerzo cortante

(109) En el caso de construcción por fases con dovelas prefabricadas y pretensado no adherente en la cabeza traccionada, será necesario considerar el efecto de la abertura de juntas. En estas condiciones, si no se acomete un análisis más detallado, se puede suponer que la fuerza en el cordón traccionado permanece constante tras la abertura de las juntas. Por lo tanto, a medida que la carga aplicada crece y las juntas se abren (figura A21.6.103), se incrementa la inclinación del campo de tensiones en el hormigón dentro del alma. El canto de la sección de hormigón disponible para la transmisión del flujo del campo de compresiones en el alma se reduce hasta un valor h_{red} . La resistencia a cortante se puede evaluar de acuerdo con la expresión (6.8), suponiendo un valor de θ deducido a partir del valor mínimo del canto residual h_{red} .

$$h_{red} = \frac{V_{Ed}}{b_w v f_{cd}} (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.103)$$



- [A] Ejes del tirante teórico
- [B] Ejes de las bielas comprimidas teóricas
- [C] Ala traccionada de la celosía (armadura activa exterior o armadura activa interna no adherente)
- [D] Zona A: Disposición de los cercos con θ_{max} ($\cot\theta = 1,0$)
- [E] Zona B: Disposición de los cercos con θ_{min} ($\cot\theta = 2,5$)

Figura A21.6.103 Campos oblicuos de tensiones a través de la junta en el alma

Se tienen que colocar los cercos, cuya área por unidad de longitud es:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{h_{red} f_{ywd} \cot\theta} \quad (6.104)$$

a ambos lados de la junta, a una distancia $h_{red} \cot\theta$, no mayor que la longitud de la dovela.

Si es necesario, la fuerza de pretensado se incrementará hasta que se cumpla, en Estado Límite Último, bajo la combinación de momento flector y cortante, que la abertura de junta no supera el valor $h - h_{red}$ calculado anteriormente, donde $h_{red} = 0,5 h$.

6.2.4 Esfuerzo rasante entre el alma y las alas en secciones en T

(103) La tensión de rasante ν_{Ed} , en la unión entre el ala y el alma se expresa como la variación del esfuerzo axil longitudinal en la parte del ala considerada, dividida entre el espesor del ala y la longitud considerada, de acuerdo con:

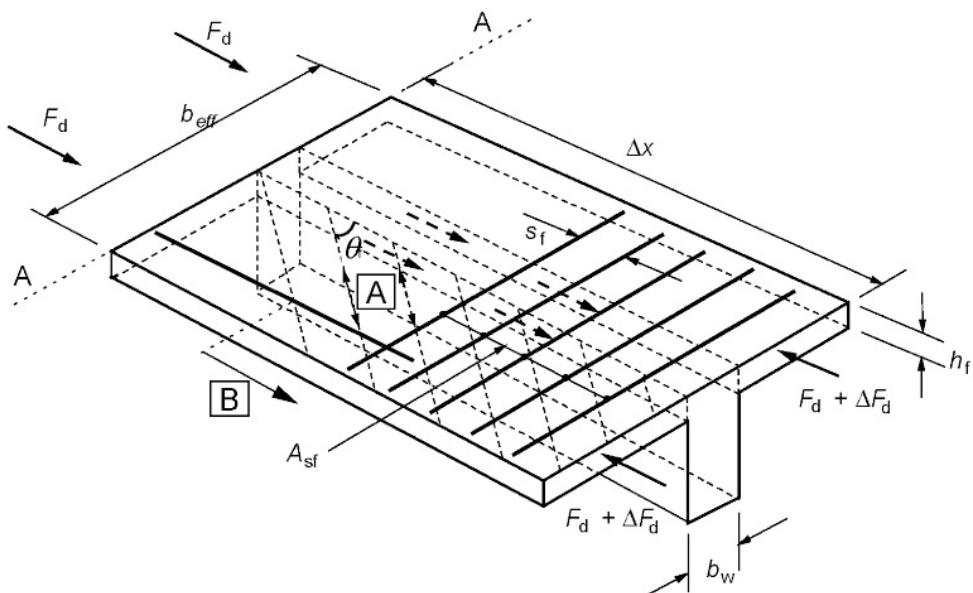
$$\nu_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \quad (6.20)$$

donde:

h_f es el espesor del ala en las uniones

Δx es la longitud considerada, véase la figura A21.6.7

ΔF_d es la variación del esfuerzo normal en el ala a lo largo de la longitud Δx .



A Bielas

B Barra longitudinal anclada más allá de este punto (véase 6.2.4 (7))

Figura A21.6.7 Notaciones para la unión entre alma y ala

El valor máximo que puede adoptar Δx será la mitad de la distancia entre la sección con momento nulo y la sección con momento máximo. Si se aplican cargas puntuales, la longitud Δx no debe exceder la distancia entre dichas cargas puntuales.

Como alternativa, considerando una longitud Δx de la viga, el cortante transmitido del alma al ala es $V_{Ed}\Delta x/z$ y se divide en tres partes: Una parte actúa dentro del espesor del alma y las dos restantes se extienden hacia las alas. Se supone, en general, que la proporción de los esfuerzos que se ejercen dentro del alma es la fracción b_w/b_{eff} del esfuerzo total. Se puede asumir una mayor proporción si no se requiere todo el ancho eficaz del ala para resistir el momento flector. En este caso, puede ser necesario realizar una comprobación de la abertura de fisuras en ELS.

(105) En el caso de esfuerzo cortante entre el ala y el alma combinado con flexión transversal, el área de armadura será la mayor entre la dada por la expresión (6.21) y la mitad de la dada por la expresión (6.21) más la requerida por flexión transversal.

Para la comprobación del agotamiento a compresión del hormigón, de acuerdo con la expresión (6.22) del Anejo 19, debe reducirse el valor de h_f en la profundidad de la zona en compresión considerada en la evaluación de la flexión.

NOTA: Si esta comprobación no se satisface, se puede utilizar el método más preciso que se indica en el Apéndice MM.

6.2.5 Esfuerzo rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades

(105) Para comprobaciones dinámicas o de fatiga, los valores de c en el apartado 6.2.5(1) del Anejo 19 se deben tomar como nulos.

6.2.106 Esfuerzo cortante y flexión transversal

(101) Debido a la presencia de campos de tensiones de compresión originados por la combinación de cortante y flexión, se debe considerar en el cálculo la interacción entre el cortante longitudinal y la flexión transversal en las almas de las secciones cajón.

Cuando $V_{Ed}/V_{Rd,max} < 0,2$ ó $M_{Ed}/M_{Rd,max} < 0,1$, se puede ignorar esta interacción, donde $V_{Rd,max}$ y $M_{Rd,max}$ representan respectivamente la resistencia máxima del alma a cortante longitudinal y flexión transversal.

NOTA: Se puede encontrar más información de la interacción entre cortante y flexión transversal en el Apéndice MM.

6.3 Torsión

6.3.2 Procedimiento de cálculo

(102) Se pueden superponer los efectos de torsión y cortante para elementos huecos y macizos, adoptando el mismo valor para la biela inclinada θ . Los límites de θ dados en el apartado 6.2.3(2) son de aplicación sin restricciones para el caso combinado de cortante y torsión.

La máxima capacidad de carga de un elemento sometido a cortante y torsión se indica en el apartado 6.3.2(104).

Para secciones cajón, cada pared debe comprobarse independientemente, para la combinación de esfuerzos cortantes que puedan deducirse del esfuerzo combinado de cortante y torsión (figura A21.6.104).

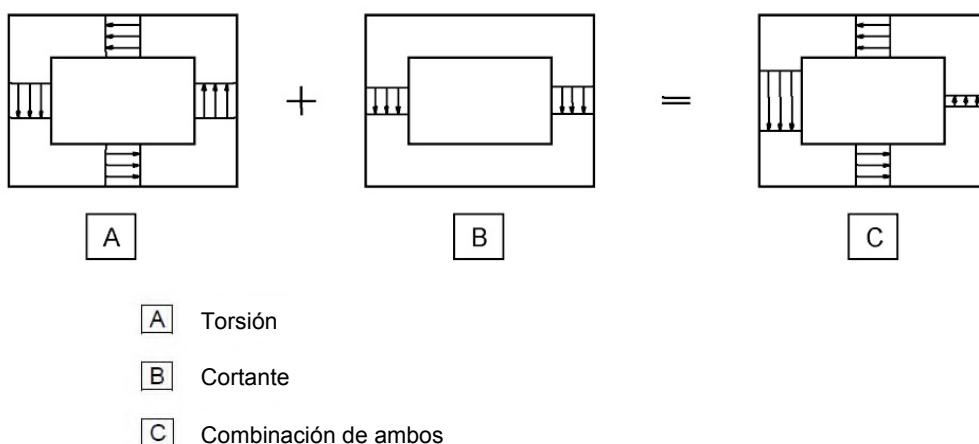


Figura A21.6.104 Combinación de esfuerzos dentro de las diferentes paredes de una sección cajón

(103) El área requerida de armadura longitudinal para torsión ΣA_{sl} puede calcularse mediante la expresión (6.28):

$$\frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \quad (6.28)$$

donde:

u_k es el perímetro del área A_k

f_{yd} es el límite elástico de cálculo de la armadura longitudinal A_{sl}

θ es el ángulo de las bielas de compresión (véase la figura A21.6.5).

En los cordones comprimidos, se puede reducir la armadura longitudinal de forma proporcional a la fuerza de compresión disponible. En los cordones traccionados se debe añadir la armadura longitudinal de torsión a otras armaduras. Generalmente, la armadura longitudinal se distribuirá a lo largo de la longitud del lado z_i , pero se puede concentrar en sus extremos en el caso de secciones más pequeñas.

Se pueden tener en cuenta las armaduras activas adherentes limitando su incremento de tensión a $\Delta\sigma_p \leq 500 \text{ N/mm}^2$. En ese caso, en la expresión (6.28), $\Sigma A_{sl} f_{yd}$ se debe sustituir por $\Sigma A_{sl} f_{yd} + A_p \Delta\sigma_p$.

(104) La resistencia máxima de un elemento sometido a torsión y cortante viene limitada por la capacidad de las bielas de compresión del hormigón. Con el fin de no superar esta resistencia, se debe satisfacer la siguiente condición:

- Para secciones macizas:

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1,0 \quad (6.29)$$

donde:

T_{Ed} es el valor de cálculo del momento torsor

V_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo cortante

$T_{Rd,max}$ es el valor de cálculo del momento torsor resistente, de acuerdo con

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i} \operatorname{sen}\theta \cos\theta \quad (6.30)$$

donde:

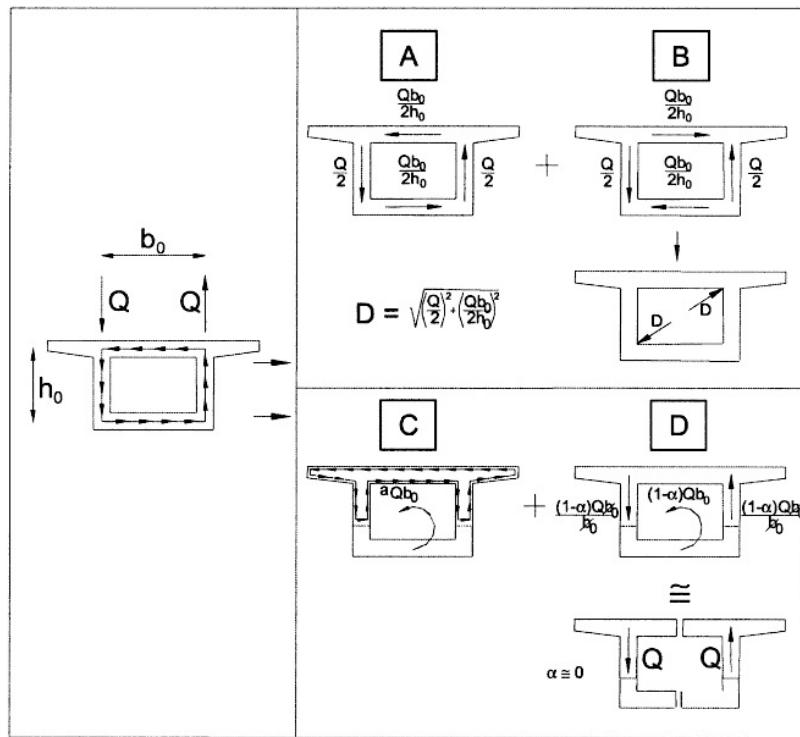
ν se obtiene según el apartado 6.2.2 (expresión 6.6) del Anejo 19, mientras que α_{cw} procede de la expresión (6.9)

$V_{Rd,max}$ es el esfuerzo cortante máximo resistente de cálculo, de acuerdo con las expresiones (6.9) o (6.14). En secciones macizas, se puede utilizar todo el ancho del alma para determinar $V_{Rd,max}$.

- Para secciones cajón:

Cada pared debe dimensionarse de forma independiente para los efectos combinados de cortante y torsión. El Estado Límite Último para el hormigón tiene que comprobarse con referencia al cortante resistente de cálculo $V_{Rd,max}$.

(106) En el caso de construcción por fases con dovelas prefabricadas de sección cajón sin pretensado interno adherente en la zona traccionada, la abertura de una junta en una longitud mayor que el espesor del ala correspondiente supone una modificación sustancial del mecanismo resistente a la torsión, si las correspondientes llaves de cortante no son capaces de transferir el cortante local debido a la torsión. El esquema resistente cambia de una torsión cerrada de Bredt a una combinación de torsión por alabeo y torsión de Saint-Venant, predominando el primer mecanismo sobre el segundo (figura A21.6.105). Como consecuencia, se duplica prácticamente el cortante en el alma debido a la torsión y tiene lugar una distorsión importante en la sección. En estas circunstancias, debe comprobarse la capacidad en Estado Límite Último en el alma más cargada, según el procedimiento descrito en el Apéndice MM, teniendo en cuenta la combinación de flexión, cortante y torsión.



- [A] Torsión cerrada de Bredt
- [B] Torsión autoequilibrada
- [C] Torsión de Saint-Venant
- [D] Torsión por alabeo

Figura A21.6.105 Variación del comportamiento a torsión entre juntas cerradas y abiertas

6.7 Zonas parcialmente cargadas

(105) El dimensionamiento de las zonas de apoyo en puentes debe llevarse a cabo utilizando métodos reconocidos, sancionados por la práctica.

NOTA: Se puede encontrar más información en el Apéndice J.

6.8 Fatiga

6.8.1 Condiciones de comprobación

(102) Se tiene que llevar a cabo una comprobación de fatiga en estructuras y elementos estructurales que vayan a estar sometidos a ciclos de carga regulares.

NOTA: Generalmente no es necesaria una comprobación de fatiga en las siguientes estructuras y elementos estructurales:

- Pasarelas peatonales, con la excepción de elementos estructurales muy sensibles a la acción del viento.
- Estructuras abovedadas y aporticadas enterradas, con una montera de tierras al menos de 1,00 m y 1,50 m para puentes de carretera y ferrocarril, respectivamente.
- Cimentaciones.
- Pilas y soportes que no estén conectados rígidamente a las superestructuras.

-
- e) Muros de contención de tierras para carreteras y ferrocarriles.
 - f) Estribos de puentes de carretera y ferrocarril que no estén conectados rígidamente a las superestructuras, excepto las losas de estribos abiertos.
 - g) Armadura activa y pasiva, en zonas en las que, bajo la combinación frecuente de acciones y P_k , aparezcan únicamente tensiones de compresión en las fibras extremas del hormigón.

6.8.4 Procedimiento de comprobación para armaduras pasivas y activas

(107) No es necesario comprobar a fatiga las armaduras activas exteriores y las no adherentes situadas dentro del canto de la sección de hormigón.

6.8.7 Comprobación del hormigón sometido a compresión o cortante

(101) La comprobación se tiene que llevar a cabo utilizando datos de tráfico, curvas S-N y modelos de carga especificados por la legislación específica vigente. Se puede utilizar un método simplificado basado en los valores λ para la comprobación de puentes de ferrocarril; véase el Apéndice NN.

Se debe aplicar la regla de Miner para la comprobación del hormigón, de acuerdo con la expresión $\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1$ donde:

m = número de intervalos con amplitud constante

n_i = número real de ciclos de amplitud constante en el intervalo " i "

N_i = número máximo de ciclos de amplitud constante en el intervalo " i " que se pueden producir antes de la rotura. El valor de N_i puede venir dado por las curvas S-N o calcularse de acuerdo a un modelo simplificado utilizando la expresión (6.72) del Anejo 19, sustituyendo el coeficiente 0,43 por $(\log N_i)/14$ y transformando la desigualdad en la ecuación.

Así, se puede suponer una resistencia suficiente a la fatiga para el hormigón en compresión, si se cumple la siguiente condición:

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (6.105)$$

donde:

$$N_i = 10^{14 \left(\frac{1 - E_{cd,max,i}}{\sqrt{1 - R_i}} \right)} \quad (6.106)$$

$$R_i = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}} \quad (6.107)$$

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}} \quad (6.108)$$

$$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}} \quad (6.109)$$

donde:

R_i es la relación entre tensiones

$E_{cd,min,i}$ es el nivel relativo mínimo de tensiones de compresión

$E_{cd,max,i}$ es el nivel relativo máximo de tensiones de compresión

$f_{cd,fat}$ es el valor de cálculo de la resistencia a fatiga del hormigón, de acuerdo con (6.76)

$\sigma_{cd,max,i}$ es la tensión máxima en un ciclo

$\sigma_{cd,min,i}$ es la tensión mínima en un ciclo

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (6.76)$$

donde:

$\beta_{cc}(t_0)$ es un coeficiente que tiene en cuenta la resistencia del hormigón en el momento de aplicarse la primera carga (véase el apartado 3.1.2(6) del Anejo 19)

t_0 es el tiempo de comienzo en días de la carga cíclica en el hormigón

$k_1 = 0,85$.

NOTA: Véase el Apéndice NN para mayor información.

6.109 Elementos de membrana

(101) Los elementos de membrana se pueden utilizar para el cálculo de elementos bidimensionales de hormigón sometidos a una combinación de esfuerzos evaluados por medio de un análisis lineal de elementos finitos. Los elementos de membrana están sometidos únicamente a esfuerzos en su plano, designados como σ_{Edx} , σ_{Edy} y τ_{Edxy} , tal y como se muestra en la figura A21.6.106.

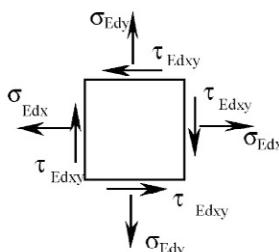


Figura A21.6.106 Elemento de membrana

(102) Los elementos de membrana pueden calcularse mediante la aplicación de la teoría de la plasticidad, utilizando una solución de límite inferior.

(103) El valor máximo para la resistencia del campo de compresiones tiene que definirse como una función de los valores de las tensiones principales:

- i) Si las tensiones principales son ambas de compresión, la compresión máxima en el campo de tensiones del hormigón es:

$$\sigma_{cdmax} = 0,85 f_{cd} \frac{1+3,80\alpha}{(1+\alpha)^2} \quad (6.110)$$

donde:

$\alpha \leq 1$ es la relación existente entre las dos tensiones principales.

- ii) Cuando se lleve a cabo un análisis con $\theta = \theta_{el}$ y al menos una tensión principal sea de tracción y no haya plastificado ninguna armadura, la compresión máxima en el campo de tensiones en el hormigón viene dada por:

$$\sigma_{cdmax} = f_{cd} \left[0,85 - \frac{\sigma_s}{f_{yd}} (0,85 - \nu) \right] \quad (6.111)$$

donde:

σ_s es la tensión máxima de tracción en la armadura, y ν se define en el apartado 6.2.2(6) del Anejo 19.

- iii) Cuando se lleve a cabo un análisis plástico y alguna armadura haya plastificado, la compresión máxima en el campo de tensiones en el hormigón es:

$$\sigma_{cdmax} = \nu f_{cd} (1 - 0,032 |\theta - \theta_{el}|) \quad (6.112)$$

donde:

θ_{el} (en grados sexagesimales) es la inclinación respecto del eje x de la tensión principal de compresión en el análisis elástico

θ (en grados sexagesimales) es el ángulo que forma el campo plástico de compresiones (tensión principal de compresión) en ELU con el eje x .

En la expresión (6.112), el valor de $|\theta - \theta_{el}|$ debe limitarse a 15 grados.

7 Estados Límite de Servicio (ELS)

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19.

7.1 (1)	7.3.1 (4)	7.3.3 (3)	7.4.3 (1)
7.1 (2)	7.3.1 (6)	7.3.3 (4)	7.4.3 (2)
7.2 (1)	7.3.1 (7)	7.3.4 (2)	7.4.3 (3)
7.2 (3)	7.3.1 (8)	7.3.4 (3)	7.4.3 (4)
7.2 (4)	7.3.1 (9)	7.3.4 (4)	7.4.3 (5)
7.2 (5)	7.3.2 (1)	7.3.4 (5)	7.4.3 (6)
7.3.1 (1)	7.3.2 (3)	7.4.1 (1)	7.4.3 (7)
7.3.1 (2)	7.3.2 (4)	7.4.1 (2)	
7.3.1 (3)	7.3.3 (2)		

7.2 Limitación de tensiones

(102) Se pueden producir fisuras longitudinales si el nivel de tensiones bajo la combinación característica de cargas supera un valor crítico. Dicha fisuración puede suponer una reducción de la durabilidad. En ausencia de otras medidas, tales como un incremento del recubrimiento de la armadura en la zona de compresión o un confinamiento por armadura transversal, puede ser adecuado limitar la tensión de compresión a un valor $k_1 f_{ck}$ en áreas expuestas a ambientes con clases de exposición XD, XF y XS (véase la tabla 27.1a del Capítulo 7 del Código Estructural), donde $k_1 = 0,6$ y el incremento máximo será del 10%.

7.3 Control de la fisuración

7.3.1 Consideraciones generales

(105) Se debe establecer un valor límite del ancho de fisura calculado w_{max} , teniendo en cuenta la naturaleza y la función prevista de la estructura, así como los costes de limitación de la fisuración. Debido a la naturaleza aleatoria del fenómeno de fisuración, no es posible predecir los anchos reales de fisura. Sin embargo, si el ancho de fisura calculado de acuerdo con los modelos que se indican en este anexo se limita a los valores que se establecen en la tabla 27.2 del Código Estructural, es poco probable que se vea afectado el comportamiento de la estructura.

Los valores de w_{max} y la aplicación del límite de descompresión se establecen en la tabla 27.2 del Código Estructural.

El estado límite de descompresión consiste en la comprobación de que, bajo la combinación de acciones correspondientes, el hormigón situado en el borde de las vainas de los tendones adherentes permanece comprimido.

(110) En algunos casos puede ser necesario comprobar y controlar la fisuración por cortante en las almas.

NOTA: Se puede encontrar mayor información en el Apéndice QQ.

7.3.2 Áreas mínimas de armadura

(102) A menos que un cálculo más riguroso demuestre que es adecuado emplear un área menor, las áreas mínimas de armadura se pueden calcular como sigue. En secciones perfiladas como vigas en T y vigas cajón, la armadura mínima tiene que obtenerse para cada una de las partes individuales de la sección (almas y alas).

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (7.1)$$

donde:

$A_{s,min}$ es el área mínima de armadura pasiva dentro de la zona de tracción

A_{ct} es el área de hormigón dentro de la zona traccionada. La zona traccionada es aquella parte de la sección que se calcula para trabajar en tracción en el momento inmediatamente anterior a la formación de la primera fisura.

En secciones en T y vigas cajón, la división en partes debe realizarse como se indica en la figura A21.7.101.

Distribución de tensiones en flexión simple: Tensiones en la sección

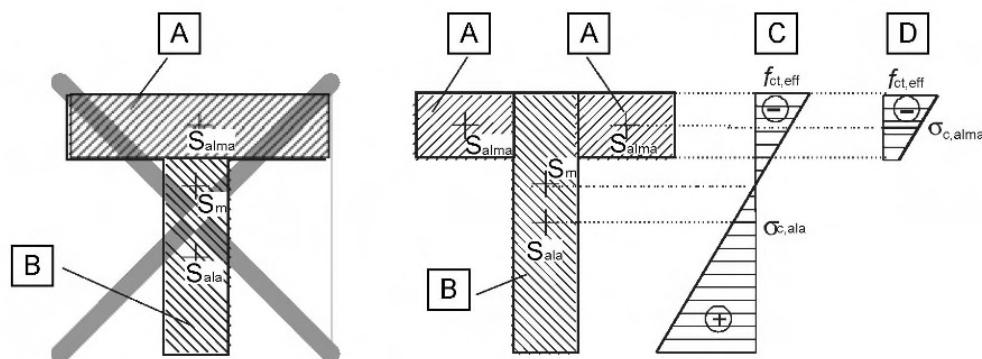


Figura A21.7.101 Ejemplo de división de una sección en T para el análisis de la fisuración

σ_s es el valor absoluto de la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de la formación de la fisura. Puede tomarse igual al límite elástico de la armadura f_{yk} . Sin embargo, puede ser necesario un valor inferior para satisfacer los límites relativos al ancho de fisura, de acuerdo con el diámetro máximo de la barra o la separación máxima entre ellas (véase el apartado 7.3.3(2) del Anejo 19).

$f_{ct,eff}$ es el valor medio de la resistencia efectiva a tracción del hormigón en el momento en el que se espera que aparezcan las primeras fisuras:

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ o un valor inferior ($f_{ctm}(t)$), si se espera la fisuración antes de los 28 días

k es un coeficiente que considera el efecto de las tensiones no uniformes autoequilibradas, lo que lleva a una reducción de los esfuerzos de coacción:

= 1,0 para almas con $h \leq 300 \text{ mm}$ o alas con ancho menor que 300 mm

= 0,65 para almas con $h \geq 800 \text{ mm}$ o alas con ancho mayor que 800 mm

se puede interpolar para obtener valores intermedios

k_c es un coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones dentro de la sección en momento inmediatamente anterior a la fisuración, así como el cambio del brazo mecánico:

Para tensión pura $k_c = 1,0$

Para flexión simple o compuesta:

- Para secciones rectangulares y almas de secciones cajón y secciones en T:

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (7.2)$$

- Para alas de secciones cajón y secciones en T:

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct}f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad (7.3)$$

donde:

σ_c es la tensión media del hormigón que actúa sobre la parte de la sección considerada:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (7.4)$$

N_{Ed} es el esfuerzo axil en el Estado Límite de Servicio que actúa sobre la parte de la sección considerada (positivo para compresión). Habrá que determinar N_{Ed} considerando los valores característicos de pretensado y de los esfuerzos normales bajo la correspondiente combinación de acciones

h^* $h^* = h$ para $h < 1,0 \text{ m}$

$h^* = 1,0 \text{ m}$ para $h \geq 1,0 \text{ m}$

k_1 es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de los esfuerzos normales en la distribución de tensiones:

$k_1 = 1,5$ si N_{Ed} es un esfuerzo de compresión

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ si N_{Ed} es un esfuerzo de tracción

F_{cr} es el valor absoluto de la fuerza de tracción dentro del ala en el momento inmediatamente anterior a la fisuración, debido al momento flector de fisuración, calculado con $f_{ct,eff}$.

(105) Para puentes, en el dimensionamiento de la armadura mínima, para controlar la retracción, el valor de $f_{ct,eff}$ en la expresión (7.1) debe tomarse como el mayor valor entre $2,9 \text{ N/mm}^2$ o $f_{ctm}(t)$.

7.3.3 Control de la fisuración sin cálculos directos

(101) El control de la fisuración sin cálculos directos puede realizarse por medio de los métodos simplificados establecidos en el Anejo 19 del Código Estructural, apartados 7.3.3(2) a (4).

7.3.4 Cálculo de la abertura de fisura

(101) El cálculo de la abertura de fisura se puede realizar mediante la utilización del método establecido en el apartado 7.3.4 del Anejo 19 del Código Estructural.

7.4 Control de deformaciones**7.4.1 Consideraciones generales**

Los puntos (3), (4), (5) y (6) del apartado 7.4.1 del Anejo 19 del Código Estructural no son de aplicación.

8 Definición de los detalles de proyecto de las armaduras pasivas y activas – Generalidades

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

8.1 (1)	8.7.5.1 (1)	8.10.3 (1)
8.1 (2)	8.7.5.1 (2)	8.10.3 (2)
8.1 (3)	8.7.5.1 (3)	8.10.3 (3)
8.1 (4)	8.7.5.1 (4)	8.10.3 (5)
8.2 (1)	8.7.5.1 (5)	8.10.4 (1)
8.2 (2)	8.7.5.1 (6)	8.10.4 (2)
8.2 (3)	8.7.5.1 (7)	8.10.4 (3)
8.2 (4)	8.7.5.2 (1)	8.10.4 (4)
8.3 (1)	8.8 (1)	8.10.5 (1)
8.3 (2)	8.8 (2)	8.10.5 (2)
8.3 (3)	8.8 (3)	8.10.5 (3)
8.4.1 (1)	8.8 (4)	8.10.5 (4)
8.4.1 (2)	8.8 (5)	
8.4.1 (3)	8.8 (6)	
8.4.1 (4)	8.8 (7)	
8.4.1 (5)	8.8 (8)	
8.4.1 (6)	8.9.1 (2)	
8.4.2 (1)	8.9.1 (3)	
8.4.2 (2)	8.9.1 (4)	
8.4.3 (1)	8.9.2 (1)	
8.4.3 (2)	8.9.2 (2)	
8.4.3 (3)	8.9.2 (3)	
8.4.3 (4)	8.9.3 (1)	
8.4.4 (1)	8.9.3 (2)	
8.4.4 (2)	8.9.3 (3)	
8.5 (1)	8.10.1.1 (1)	
8.5 (2)	8.10.1.2 (1)	
8.6 (1)	8.10.1.2 (2)	
8.6 (2)	8.10.1.3 (1)	
8.6 (3)	8.10.1.3 (2)	
8.6 (4)	8.10.1.3 (3)	
8.6 (5)	8.10.2.1 (1)	
8.7.1 (1)	8.10.2.2 (1)	
8.7.2 (1)	8.10.2.2 (2)	
8.7.2 (2)	8.10.2.2 (3)	
8.7.2 (3)	8.10.2.2 (4)	
8.7.2 (4)	8.10.2.2 (5)	

8.7.3 (1)	8.10.2.3 (1)
8.7.4.1 (1)	8.10.2.3 (2)
8.7.4.1 (2)	8.10.2.3 (3)
8.7.4.1 (3)	8.10.2.3 (4)
8.7.4.1 (4)	8.10.2.3 (5)
8.7.4.2 (1)	8.10.2.3 (6)

8.9 Grupos de barras

8.9.1 Generalidades

(101) Salvo que se especifique lo contrario, las reglas para las barras individuales se pueden aplicar igualmente a los grupos de barras. En un grupo, todas las barras deben tener las mismas características (tipo y calidad). Se pueden agrupar barras de diferentes tamaños en grupos en los cuales la relación entre los diámetros no sea superior a 1,7.

8.10 Armaduras de pretensado

8.10.3 Zonas de anclaje de elementos postesados

(104) Se deben evaluar los esfuerzos de tracción debidos a fuerzas concentradas por medio de un modelo de bielas y tirantes, u otros modelos que los representen de manera apropiada (véase el apartado 6.5 del Anejo 19). Se debe disponer la armadura suponiendo que va a trabajar con su resistencia de cálculo. Si la tensión en la armadura se limita a 250 N/mm², no será necesario realizar la comprobación de la abertura de fisuras.

(106) Deben tenerse en cuenta consideraciones particulares en el dimensionamiento de zonas de anclaje donde se vayan a anclar dos o más armaduras activas.

NOTA: Se puede encontrar mayor información en el Apéndice J.

8.10.4 Anclajes y empalmes para tendones de pretensado

(105) Se debe evitar el empalme de las armaduras activas en un porcentaje mayor a un $X = 100\%$ en una sección, a menos que:

- se disponga una armadura mínima continua, de acuerdo a la expresión 7.1 del Anejo 19 del Código Estructural (apartado 7.3.2), o
- exista una tensión residual mínima de compresión de 3 N/mm² en la sección bajo la combinación característica de acciones.

Cuando parte de las armaduras activas estén unidas con empalmes en una sección particular, el resto de armaduras activas no pueden estar unidas con empalmes dentro de una distancia " a " de dicha sección.

Los valores de " a " a utilizar se establecen en la tabla A21.8.101.

Tabla A21.8.101 Distancia mínima entre secciones cuyos tendones se empalan con acopladadores

Canto de la sección " h "	Distancia " a "
$\leq 1,5 \text{ m}$	1,5 m
$1,5 \text{ m} < h < 3,0 \text{ m}$	$a = h$
$\geq 3,0 \text{ m}$	3,0 m

(106) Si las losas se encuentran pretensadas en su dirección transversal, se debe prestar una atención especial a la disposición del pretensado, para conseguir una distribución razonablemente uniforme del mismo.

(107) En un ambiente agresivo, habrá que evitar disponer las aberturas y huecos necesarios para aplicar el tesado a las armaduras activas en la cara superior de las losas de calzada. En circunstancias excepcionales, donde vayan a existir aberturas y huecos en la cara superior de las losas de calzada, deben tomarse medidas adecuadas que aseguren la durabilidad.

(108) Si las armaduras activas están ancladas a una junta de construcción o dentro de un elemento de hormigón (en una correa externa, dentro de un hueco o totalmente en el interior del elemento), será necesario comprobar que existe una tensión residual mínima de compresión de al menos 3 N/mm² en la dirección de la fuerza del pretensado anclado, bajo la combinación frecuente de acciones. Si no se cumple dicha tensión residual mínima, será necesario disponer la armadura necesaria para absorber la tracción local detrás del anclaje. No se requiere la comprobación de la tensión residual si la armadura activa se empalma al anclaje considerado.

9 Definición de los detalles de proyecto de los elementos estructurales y reglas particulares

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

9.1 (1)	9.2.3 (1)	9.4.2 (1)	9.8.1 (1)
9.1 (2)	9.2.3 (2)	9.4.3 (1)	9.8.1 (2)
9.2.1.1 (1)	9.2.3 (3)	9.4.3 (2)	9.8.1 (4)
9.2.1.1 (2)	9.2.3 (4)	9.4.3 (3)	9.8.1 (5)
9.2.1.1 (3)	9.2.4 (1)	9.4.3 (4)	9.8.2.1 (1)
9.2.1.1 (4)	9.2.5 (1)	9.5.1 (1)	9.8.2.1 (2)
9.2.1.2 (1)	9.2.5 (2)	9.5.2 (1)	9.8.2.1 (3)
9.2.1.2 (2)	9.3 (1)	9.5.2 (2)	9.8.2.2 (1)
9.2.1.2 (3)	9.3.1.1 (1)	9.5.2 (3)	9.8.2.2 (2)
9.2.1.3 (1)	9.3.1.1 (2)	9.5.2 (4)	9.8.2.2 (3)
9.2.1.3 (2)	9.3.1.1 (3)	9.5.3 (2)	9.8.2.2 (4)
9.2.1.3 (3)	9.3.1.1 (4)	9.5.3 (3)	9.8.2.2 (5)
9.2.1.3 (4)	9.3.1.2 (1)	9.5.3 (4)	9.8.3 (1)
9.2.1.4 (1)	9.3.1.2 (2)	9.5.3 (5)	9.8.3 (2)
9.2.1.4 (2)	9.3.1.3 (1)	9.5.3 (6)	9.8.4 (1)
9.2.1.4 (3)	9.3.1.4 (1)	9.6.1 (1)	9.8.4 (2)
9.2.1.5 (1)	9.3.1.4 (2)	9.6.2 (1)	9.8.5 (1)
9.2.1.5 (2)	9.3.2 (1)	9.6.2 (2)	9.8.5 (2)
9.2.1.5 (3)	9.3.2 (2)	9.6.2 (3)	9.8.5 (3)
9.2.2 (3)	9.3.2 (3)	9.6.3 (1)	9.8.5 (4)
9.2.2 (4)	9.3.2 (4)	9.6.3 (2)	9.9 (1)
9.2.2 (5)	9.3.2 (5)	9.6.4 (1)	9.9 (2)

9.2.2 (6)	9.4.1 (1)	9.6.4 (2)
9.2.2 (7)	9.4.1 (2)	9.7 (1)
9.2.2 (8)	9.4.1 (3)	9.7 (3)

9.1 Generalidades

(103) Con el fin de prevenir una rotura frágil, fisuras demasiado amplias y resistir los esfuerzos derivados de la coacción de acciones, se deben disponer áreas mínimas de armadura.

9.2 Vigas

9.2.2 Armadura de cortante

(101) La armadura de cortante tiene que formar un ángulo α comprendido entre 45° y 90° con el eje longitudinal del elemento estructural.

El punto (2) del apartado 9.2.2 del Anejo 19 del Código Estructural no es de aplicación.

9.5 Pilares

9.5.3 Armadura transversal

(101) El diámetro de la armadura transversal (cercos, ganchos en U o armadura helicoidal) no puede ser menor que el mayor valor entre $\phi_{min} = 10\text{ mm}$ y un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales. El diámetro de los alambres de la malla electrosoldada empleada como armadura transversal no puede ser inferior a $\phi_{min, mesh} = 10\text{ mm}$.

9.7 Vigas de gran canto

(102) La distancia entre dos barras adyacentes de la malla no será superior a s_{mesh} . El valor a utilizar para s_{mesh} es el menor valor entre el espesor del alma y 300 mm.

9.8 Cimentaciones

9.8.1 Encepados

(103) La armadura principal de tracción destinada a resistir los efectos de las acciones se debe concentrar en las zonas de tracción situadas entre las cabezas de los pilotes. Las barras tendrán un diámetro mínimo $d_{min} = 12\text{ mm}$. Si el área de esta armadura es al menos igual a la armadura mínima, se puede prescindir de las barras distribuidas uniformemente en la superficie inferior del elemento.

10 Reglas adicionales para elementos estructurales y estructuras de hormigón prefabricado

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

10.1.1	10.9.2 (1)	10.9.4.2 (1)	10.9.5.1 (5)
10.2 (1)	10.9.2 (2)	10.9.4.2 (2)	10.9.5.2 (1)
10.2 (2)	10.9.3 (1)	10.9.4.2 (3)	10.9.5.2 (2)
10.2 (3)	10.9.3 (2)	10.9.4.3 (1)	10.9.5.2 (3)
10.3.1.1 (1)	10.9.3 (3)	10.9.4.3 (2)	10.9.5.3 (1)
10.3.1.1 (2)	10.9.3 (4)	10.9.4.3 (3)	10.9.5.3 (2)

10.3.1.1 (3)	10.9.3 (5)	10.9.4.3 (4)	10.9.5.3 (3)
10.3.1.2 (1)	10.9.3 (6)	10.9.4.3 (5)	10.9.6.1 (1)
10.3.1.2 (2)	10.9.3 (7)	10.9.4.3 (6)	10.9.6.2 (1)
10.3.1.2 (3)	10.9.3 (8)	10.9.4.4 (1)	10.9.6.2 (2)
10.3.2.2 (1)	10.9.3 (9)	10.9.4.5 (1)	10.9.6.2 (3)
10.3.2.2 (2)	10.9.3 (10)	10.9.4.5 (2)	10.9.6.3 (1)
10.5.1 (1)	10.9.3 (11)	10.9.4.6 (1)	10.9.6.3 (2)
10.5.1 (2)	10.9.3 (12)	10.9.4.7 (1)	10.9.6.3 (3)
10.5.1 (3)	10.9.4.1 (1)	10.9.5.1 (1)	
10.5.2 (1)	10.9.4.1 (2)	10.9.5.1 (2)	
10.9.1 (1)	10.9.4.1 (3)	10.9.5.1 (3)	
10.9.1 (2)	10.9.4.1 (4)	10.9.5.1 (4)	

10.1 Generalidades

(101) Las reglas de este apartado son de aplicación en estructuras construidas parcial o totalmente con elementos de hormigón prefabricado y son complementarias a las reglas de otras secciones. Otros aspectos relacionados con los detalles constructivos, la producción y el montaje se establecen en las normas específicas de productos.

11 Estructuras de hormigón ligero

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

11.1	11.3.2 (1)	11.3.7 (1)	11.6.4.2 (1)
11.1.1 (1)	11.3.2 (2)	11.4.1 (1)	11.6.4.2 (2)
11.1.1 (2)	11.3.3 (1)	11.4.2 (1)	11.6.5 (1)
	11.3.3 (2)	11.5.1	11.6.6 (1)
	11.3.3 (3)	11.6.1 (1)	11.7 (1)
11.1.2 (1)	11.3.4 (1)	11.6.1 (2)	11.8.1 (1)
11.2 (1)	11.3.5 (1)	11.6.2 (1)	11.8.2 (1)
11.3.1 (1)	11.3.5 (2)	11.6.3.1 (1)	11.10 (1)
11.3.1 (2)	11.3.6 (1)	11.6.4.1 (1)	
11.3.1 (3)	11.3.6 (2)	11.6.4.1 (2)	

11.9 Disposiciones constructivas de los elementos y reglas particulares

(101) Normalmente, el diámetro de las barras embebidas en hormigón ligero no puede superar el valor de 32 mm. En este tipo de hormigones, el grupo de barras no puede estar compuesto por más de dos barras y el diámetro equivalente no puede exceder los 45 mm.

12 Estructuras de hormigón en masa y ligeramente armadas

Son de aplicación todas las cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

113 Consideración en el proyecto del proceso constructivo

113.1 Generalidades

(101) Para puentes construidos por fases, el proyecto debe tener en cuenta el procedimiento constructivo en las circunstancias siguientes:

- a) Cuando aparezcan esfuerzos distintos a los que se producen en la estructura ya finalizada en alguna sección estructural durante las fases de construcción (por ejemplo, en la construcción de un tablero empujado, o en pilas de puentes construidas por voladizos sucesivos),
- b) Cuando se produzca una redistribución de esfuerzos por efectos reológicos o por cambios en la disposición estructural durante el proceso de construcción (por ejemplo, en puentes continuos construidos vano a vano sobre cimbra o por voladizos),
- c) Cuando la redistribución de tensiones debidas a efectos reológicos esté causada por cambios en las secciones estructurales durante el proceso de construcción (por ejemplo, en tableros compuestos por vigas prefabricadas y losa hormigonada in situ),
- d) Cuando el montaje o la secuencia de hormigonado pueda tener una influencia sobre la estabilidad de la estructura durante su construcción sobre los esfuerzos en la estructura ya finalizada, o sobre la geometría de la estructura ya finalizada.

(102) En estructuras en las cuales sean de aplicación alguna de las circunstancias descritas en los párrafos (101) a) a d), se deben comprobar los Estados Límite de Servicio y Estados Límite Últimos en las fases de construcción.

(103) En estructuras en las cuales sean de aplicación las circunstancias descritas en los párrafos (101) b) o c), se deben determinar los valores diferidos de los esfuerzos o las tensiones a partir de un análisis de redistribución de efectos. Se puede utilizar un método paso a paso o bien métodos aproximados para estos cálculos.

(104) En estructuras en las cuales sean de aplicación las circunstancias descritas en el párrafo (101) d), el montaje y los procedimientos o secuencias de hormigonado tienen que indicarse en los planos, o bien detallarse en un documento que explique el proceso constructivo.

113.2 Acciones durante la ejecución

(101) Las acciones a considerar durante la ejecución se indican en la reglamentación específica vigente.

(102) Para la comprobación en Estado Límite Último del equilibrio estructural para puentes formados por dovelas construidos por voladizos sucesivos, se tiene que considerar la presión desequilibrada del viento. Se debe considerar una presión vertical ascendente u horizontal de al menos $x = 200 \text{ N/m}^2$ actuando en uno de los voladizos.

(103) Para la comprobación de los Estados Límite Últimos en puentes construidos in situ mediante voladizos sucesivos, se debe considerar una acción accidental derivada de una caída del encofrado. Dicha acción tiene que incluir los efectos dinámicos. Se supone que la caída del encofrado se puede producir en cualquier fase de construcción (movimiento, hormigonado, etc.).

(104) Para construcción por voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas, se debe tener en cuenta una caída accidental de una de las dovelas.

(105) Para puentes empujados se deben considerar las deformaciones impuestas.

113.3 Criterio de comprobación**113.3.1 Estados Límite Últimos**

(101) Véase el apartado 6 de este anexo.

113.3.2 Estados Límite de Servicio

(101) Las comprobaciones para las fases de ejecución serán las mismas que las que se realizan para la estructura una vez terminada, con las siguientes excepciones.

(102) No es necesario aplicar los criterios de comportamiento en servicio de la estructura finalizada para las fases intermedias de ejecución, siempre que ello no afecte a la durabilidad y al acabado final de la estructura (por ejemplo, las deformaciones).

(103) Para puentes o elementos de puentes en los cuales el estado límite de fisuración se compruebe bajo la combinación cuasi-permanente o frecuente de acciones sobre la estructura finalizada, se permiten tensiones de tracción menores que $k f_{ctm}(t)$ bajo la combinación cuasi-permanente de acciones durante la ejecución, tomando $k = 1,0$.

(104) Para puentes o elementos de puentes en los cuales se compruebe el estado límite de fisuración bajo la combinación frecuente de acciones sobre la estructura finalizada, el estado límite de fisuración tiene que comprobarse bajo la combinación cuasi-permanente de acciones durante la ejecución.

Apéndice A Recomendaciones para la modificación de los coeficientes parciales de los materiales

Son de aplicación todas las cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

Apéndice B Métodos recomendados para estimar la deformación de fluencia y retracción

Las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural son de aplicación para el hormigón convencional, con excepción de las secciones particulares de gran espesor (véase a continuación).

- B.1 (1)
- B.1 (2)
- B.1 (3)
- B.2 (1)

El apartado B.2 es de aplicación específicamente al hormigón de altas prestaciones, fabricado con cementos de Clase R, con resistencia superior a la de los hormigones de resistencia característica $f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$, con o sin humo de sílice. En general, los métodos que se indican en el apartado B.2 son preferibles a los que se establecen en el Anejo 19 del Código Estructural para los hormigones referidos anteriormente y para elementos de gran espesor, en los que la cinética de la fluencia básica y la fluencia por secado es bastante diferente.

B.100 Generalidades

(101) Este apéndice puede utilizarse para calcular la fluencia y la retracción, incluyendo su evolución en el tiempo. Sin embargo, los valores experimentales pueden mostrar una dispersión de $\pm 30\%$ con relación a los valores de fluencia y retracción que se obtienen de acuerdo a este apéndice. Cuando se requiera una mayor precisión, debido a la sensibilidad estructural a la fluencia y/o retracción, debe realizarse una evaluación experimental de dichos efectos y de la evolución de las deformaciones diferidas. El apartado B.104 incluye indicaciones para la estimación experimental de los coeficientes de fluencia y retracción.

(102) En el apartado B.103 se presenta un método alternativo para evaluar la fluencia y la retracción para hormigones de alta resistencia ($f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$). Dicho método alternativo tiene en cuenta el efecto de la adición de humo de sílice y aumenta significativamente la precisión de la estimación.

(103) Además, las expresiones para la fluencia en los apartados B.100 y B.103 son válidas cuando el valor medio de la resistencia en probeta cilíndrica del hormigón en el momento de la puesta en carga $f_{cm}(t_0)$ es mayor que $0,6f_{cm}(f_{cm}(t_0) > 0,6f_{cm})$.

Cuando el hormigón se cargue a edades tempranas, con un desarrollo significativo de la resistencia al comienzo del periodo de carga, debe realizarse una estimación específica del coeficiente de fluencia. Dicha estimación tiene que basarse en un método experimental y la obtención de una expresión matemática para la fluencia debe basarse en las indicaciones que se incluyen en el apartado B.104.

(104) La formulación, así como la estimación experimental de la fluencia y retracción, se basa en datos recogidos a lo largo de períodos de tiempo limitados. La extrapolación de dichos resultados para evaluaciones a muy largo plazo (por ejemplo, cien años) produce errores adicionales asociados a las expresiones matemáticas utilizadas en dicha extrapolación. Cuando la sobreestimación de las deformaciones diferidas produzca un incremento de la seguridad, y cuando el proyecto lo justifique, la fluencia y retracción, determinadas sobre la base de la formulación o estimación experimental, deben multiplicarse por un coeficiente de seguridad, según se indica en el apartado B.105.

B.103 Hormigón de Alta Resistencia

(101) En el caso del hormigón de alta resistencia (HAR), es decir, un hormigón con $f_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$, el modelo descrito en este punto debe utilizarse para obtener una mayor coherencia con los datos experimentales, cuando se disponga de la información requerida para aplicar el modelo. Para un HAR sin humo de sílice, la fluencia es generalmente mayor que la estimada a través de las expresiones medias del apartado B.100. Cuando el porcentaje de árido sea inferior al 67%, lo cual puede ser más

frecuente en el caso de hormigones autocompactantes, no debe utilizarse la formulación propuesta en este apartado sin una comprobación.

(102) El modelo distingue entre deformaciones que se producen en el hormigón sin pérdida de humedad y la deformación adicional debida al secado. Se proporcionan en esta cláusula dos expresiones para la retracción y otras dos para la fluencia. Los componentes de la deformación diferida son:

- Retracción autógena.
- Retracción por secado.
- Fluencia básica.
- Fluencia por secado.

Esta clasificación distingue los fenómenos que se rigen por diferentes mecanismos físicos. La retracción autógena está relacionada con el proceso de hidratación, mientras que la retracción por secado, que se debe a intercambios de humedad, está asociada al ambiente en el que se encuentra la estructura.

(103) Se proporciona una formulación específica para el hormigón con humo de sílice (HHS). A efectos de este apartado, se considera como hormigón con humo de sílice aquel que contenga una cantidad de humo de sílice de al menos el 5% del contenido de cemento en peso.

B.103.1 Retracción autógena

(101) La velocidad de hidratación rige la cinética de la retracción autógena. Por lo tanto, la velocidad de endurecimiento controla la evolución del fenómeno. El cociente $f_{cm}(t)/f_{ck}$, conocido como madurez del hormigón joven, se toma como variable principal antes de los 28 días. La retracción se puede despreciar para una madurez inferior a 0,1. Para edades superiores a los 28 días, la variable que gobierna la evolución de la retracción autógena es el tiempo.

El modelo para la evaluación de la retracción autógena es el siguiente:

- Para $t < 28$ días,

$$\text{Si } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} < 0,1 \quad \varepsilon_{ca}(t) = 0 \quad (\text{B.113})$$

$$\text{Si } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1 \quad \varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) \left(2,2 \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) 10^{-6} \quad (\text{B.114})$$

donde:

ε_{ca} es la retracción autógena que se produce entre la colocación y un tiempo t . En los casos en los que se desconozca la resistencia $f_{cm}(t)$, se puede evaluar de acuerdo con el apartado 3.1.2(6) del Anexo 19 del Código Estructural.

- Para $t \geq 28$ días,

$$\varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20)[2,8 - 1,1 \exp(-t/96)]10^{-6} \quad (\text{B.115})$$

Por lo tanto, de acuerdo con este modelo, el 97% de la retracción autógena total se produce transcurridos 3 meses desde la puesta en obra del hormigón.

B.103.2 Retracción por secado

La formulación de este apartado es de aplicación para valores de la humedad relativa (HR) inferiores al 80%.

(101) La expresión para la retracción por secado es la siguiente:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K(f_{ck})[72 \exp(-0,046f_{ck}) + 75 - HR](t - t_s)10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd}h_0^2} \quad (\text{B.116})$$

con:

$$K(f_{ck}) = 18 \quad \text{si } f_{ck} \leq 55 \text{ N/mm}^2$$

$$K(f_{ck}) = 30 - 0,21f_{ck} \quad \text{si } f_{ck} > 55 \text{ N/mm}^2$$

$\beta_{cd} = 0,007$ para hormigón con humo de sílice

$\beta_{cd} = 0,021$ para hormigón sin humo de sílice

B.103.3 Fluencia

La formulación de este apartado es de aplicación para valores de la humedad relativa (HR) inferiores al 80%.

(101) La deformación de fluencia $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$, es decir, la suma de la fluencia básica y la fluencia por secado, puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} [\varphi_b(t, t_0) + \varphi_d(t, t_0)] \quad (\text{B.117})$$

B.103.4 Fluencia básica

(101) El coeficiente de fluencia básica a tiempo infinito del hormigón con humo de sílice depende de la resistencia en la edad de puesta en carga $f_{cm}(t_0)$. Además, cuanto más joven es el hormigón en el momento de puesta en carga, más rápida es la deformación. Sin embargo, esta tendencia no se ha observado para el hormigón sin humo de sílice, para el que se supone que el coeficiente de fluencia permanece constante con un valor medio de 1,4. Por consiguiente, el término cinético es función de la madurez, expresada por medio de la relación $f_{cm}(t)/f_{ck}$. La ecuación es:

$$\varphi_b(t, t_0) = \varphi_{b0} \frac{\sqrt{t-t_0}}{[\sqrt{t-t_0} + \beta_{bc}]} \quad (\text{B.118})$$

con: $\varphi_{b0} = \frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}}$ para hormigón con humo de sílice
 $\varphi_{b0} = 1,4$ para hormigón sin humo de sílice

y $\beta_{bc} = 0,37 \exp\left(2,8 \cdot \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right)$ para hormigón con humo de sílice
 $\beta_{bc} = 0,4 \exp\left(3,1 \cdot \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right)$ para hormigón sin humo de sílice

B.103.5 Fluencia por secado

La formulación de este apartado es de aplicación para valores de la humedad relativa (HR) inferiores al 80%.

(101) La fluencia por secado, que es muy baja en hormigones con humo de sílice, se evalúa con referencia a la retracción por secado que se produce durante el mismo periodo. El coeficiente de fluencia por secado se puede expresar mediante la ecuación simplificada siguiente:

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (\text{B.121})$$

con:

$\varphi_{d0} = 1000$ para hormigón con humo de sílice

$\varphi_{d0} = 3200$ para hormigón sin humo de sílice

B.104 Procedimiento experimental de identificación

(101) Para poder evaluar con mayor precisión las deformaciones diferidas, puede ser necesario identificar los parámetros incluidos en los modelos que describen la fluencia y retracción a través de

mediciones experimentales. Se puede utilizar el siguiente procedimiento, basado en la determinación experimental de los coeficientes empleados en la formulación del apartado B.103.

(102) Los datos experimentales pueden obtenerse a partir de ensayos adecuados de retracción y fluencia, ambos en condiciones autógenas y de secado. Las mediciones se deben obtener bajo condiciones controladas y con un registro de al menos 6 meses.

B.104.1 Retracción autógena

(101) El modelo para la retracción autógena se divide en dos partes.

- Para $t < 28$ días,

$$\text{Si } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1; \quad \varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1}(f_{ck} - 20) \left(2,2 \cdot \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) 10^{-6} \quad (\text{B.122})$$

El parámetro β_{ca1} se debe seleccionar de modo que se reduzca al mínimo la suma de los cuadrados de las diferencias entre la estimación del modelo y los resultados experimentales desde el comienzo de las mediciones hasta los 28 días.

- Para $t \geq 28$ días,

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1}(f_{ck} - 20)[\beta_{ca2} - \beta_{ca3}\exp(-t/\beta_{ca4})]10^{-6} \quad (\text{B.123})$$

Los parámetros β_{ca2} , β_{ca3} y β_{ca4} deben seleccionarse utilizando el mismo método empleado para obtener el parámetro β_{ca1} .

B.104.2 Retracción por secado

La formulación de este apartado es de aplicación para valores de la humedad relativa (HR) inferiores al 80%.

(101) La expresión para la retracción por secado es la siguiente:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{cd1} \frac{K(f_{ck})[72 \exp(-0,046f_{ck}) + 75 - HR](t-t_s)10^{-6}}{(t-t_s) + \beta_{cd2}h_0^2} \quad (\text{B.124})$$

Los parámetros β_{cd1} y β_{cd2} se deben seleccionar de modo que se reduzca al mínimo la suma de los cuadrados de las diferencias entre la estimación del modelo y los resultados experimentales.

B.104.3 Fluencia básica

(101) Se deben identificar dos parámetros, uno global, β_{cd1} , que se aplica a la expresión completa para la fluencia básica,

$$\varphi_b(t, t_0, f_{ck}, f_{cm}(t_0)) = \beta_{cd1}\varphi_{b0} \cdot \frac{\sqrt{t-t_0}}{[\sqrt{t-t_0} + \beta_{bc}]} \quad (\text{B.125})$$

Y otro, β_{cd2} , que está incluido en la expresión de β_{bc} :

$$\begin{aligned} \beta_{bc} &= \beta_{bc2}\exp\left(2,8 \cdot \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) \quad \text{para hormigón con humo de sílice} \\ \beta_{bc} &= \beta_{bc2}\exp\left(3,1 \cdot \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) \quad \text{para hormigón sin humo de sílice} \end{aligned} \quad (\text{B.126})$$

Los dos parámetros se deben determinar de modo que se reduzca al mínimo la suma de los cuadrados de las diferencias entre la estimación del modelo y los resultados experimentales.

B.104.4 Fluencia por secado

La formulación de este apartado es de aplicación para valores de la humedad relativa (HR) inferiores al 80%.

(101) Únicamente debe identificarse el parámetro φ_{d0} .

$$\varphi_d(t) = \varphi_{d0}[\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (\text{B.127})$$

Este parámetro se debe determinar de modo que se reduzca al mínimo la suma de los cuadrados de las diferencias entre la estimación del modelo y los resultados experimentales.

B.105 Estimación de la deformación diferida a largo plazo

(101) La formulación de fluencia y retracción y las determinaciones experimentales se basan en datos recogidos a lo largo de períodos de tiempo limitados. La extrapolación de dichos resultados para evaluaciones a muy largo plazo (por ejemplo, cien años) introduce errores adicionales asociados a las expresiones matemáticas utilizadas para la extrapolación.

(102) La formulación que se recoge en los apartados B.100, B.102 y B.103 de este apéndice proporciona una estimación media satisfactoria de las deformaciones diferidas extrapoladas a largo plazo. Sin embargo, cuando la sobreestimación de las deformaciones diferidas produzca un incremento de la seguridad y cuando el proyecto así lo requiera, la fluencia y retracción, obtenidas a partir de la formulación o de la estimación experimental, deben multiplicarse por un coeficiente de seguridad.

(103) Con el fin de tener en cuenta la incertidumbre referente a las deformaciones diferidas reales en el hormigón (por ejemplo la incertidumbre relacionada con la validez de la extrapolación de la formulación matemática generada a partir de mediciones de fluencia y retracción en un periodo relativamente corto), se puede incluir el coeficiente de seguridad γ_{lt} que se establecen en la tabla A21.B.101.

Tabla A21.B.101 Coeficiente de seguridad para la extrapolación a largo plazo de las deformaciones diferidas, cuando corresponda

T (edad del hormigón para la estimación de deformaciones diferidas)	γ_{lt}
$t < 1$ año	1
$t = 5$ años	1,07
$t = 10$ años	1,1
$t = 50$ años	1,17
$t = 100$ años	1,20
$t = 300$ años	1,25

que se corresponden con la siguiente ecuación matemática:

$$\begin{aligned} \text{Si } t \leq 1 \text{ año} \quad & \gamma_{lt} = 1 \\ \text{Si } t \geq 1 \text{ año} \quad & \gamma_{lt} = 1 + 0,1 \log\left(\frac{t}{t_{ref}}\right) \end{aligned} \quad (\text{B.128})$$

con:

$$t_{ref} = 1 \text{ año}$$

Cuando la edad del hormigón sea inferior a 1 año, se pueden utilizar directamente las expresiones B.100, B.102 y B.103 ya que corresponden a la duración de los ensayos utilizados para la calibración de las ecuaciones.

Cuando la edad del hormigón sea mayor o igual a 1 año y, en particular, para la evaluación de las deformaciones a largo plazo, los valores que se establecen en las expresiones (B.1) y (B.11) del Anejo 19 del Código Estructural y en las expresiones (B.116) y (B.118) de este apéndice (amplitud de las deformaciones diferidas en un tiempo t) tienen que multiplicarse por γ_{lt} .

Apéndice C Propiedades del acero para armaduras pasivas adecuadas para su utilización con este anexo

Son de aplicación todas las cláusulas establecidas en el Artículo 34 del Código Estructural.

Apéndice D Método propuesto de cálculo detallado de las pérdidas por relajación del pretensado

Son de aplicación todas las cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

Apéndice E Clases resistentes indicativas para la durabilidad

Son de aplicación todas las cláusulas establecidas en el Capítulo 9 del Código Estructural.

Apéndice F Expresiones recomendadas para la armadura de tracción bajo condiciones de tensión plana

NOTA: El convenio de signos utilizado en este apéndice se corresponde al que emplea el Anejo 19 del Código Estructural y difiere del que se utiliza en el apartado 6.9 y en los Apéndices LL y MM de este apéndice.

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

F.1 (1)

F.1 (2)

F.1 (3)

F.1 (5)

F.1 Generalidades

(104) Se requiere armadura en las zonas donde σ_{Edy} sea una tensión de tracción o se cumpla que $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$.

La armadura óptima, correspondiente a un valor de $\theta = 45^\circ$, se representa por el superíndice ' y la correspondiente tensión en el hormigón se obtiene mediante:

Si $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad (\text{F.2})$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.3})$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edxy}| \quad (\text{F.4})$$

Si $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 \quad (\text{F.5})$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.6})$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \left(1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right) \quad (\text{F.7})$$

Se debe comprobar la tensión del hormigón σ_{cd} con un modelo realista de secciones fisuradas (véase el apartado 6.109 "Elementos de membrana" de este anexo).

NOTA: Se obtiene la armadura mínima si las direcciones de la armadura coinciden con las direcciones de las tensiones principales.

De forma alternativa, para el caso general, se puede determinar la armadura necesaria y la tensión en el hormigón mediante las expresiones:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| \cot \theta - \sigma_{Edx} \quad (\text{F.8})$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| / \cot \theta - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.9})$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \quad (\text{F.10})$$

donde:

θ es el ángulo que forma la tensión principal de compresión en el hormigón con el eje x .

NOTA: Se debe elegir el valor de $\cot \theta$ de forma que se eviten valores de compresión de f_{td} .

Con el fin de evitar fisuras inaceptables en Estado Límite de Servicio y para asegurar la capacidad de deformación requerida en Estado Límite Último, la armadura obtenida a partir de las expresiones (F.8) y (F.9) para cada dirección no puede ser mayor que el doble ni menor que la mitad de la armadura obtenida mediante las expresiones (F.2) y (F.3) o (F.5) y (F.6). Estas limitaciones se expresan mediante $\frac{1}{2}f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2f'_{tdx}$ y $\frac{1}{2}f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2f'_{tdy}$.

Apéndice G Recomendaciones para la consideración de la interacción suelo-estructura

Son de aplicación todas las cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

Apéndice H Efectos globales de segundo orden en estructuras

Estas consideraciones, recogidas en el Anejo 19 del Código Estructural, no se pueden utilizar para el diseño de puentes.

Apéndice I Recomendaciones para el análisis de losas planas y pantallas

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

I.1.1 (1)

I.1.1 (2)

I.1.2 (1)

I.1.2 (2)

I.1.2 (3)

I.1.2 Análisis del pórtico equivalente

Los puntos (4) y (5) del Anejo 19 del Código Estructural no son de aplicación.

Apéndice J Ejemplos de disposiciones constructivas para situaciones particulares

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

J.1 (1)	J.2.1 (1)	J.2.3 (1)	J.3 (4)
J.1 (3)	J.2.2 (1)	J.2.3 (2)	J.3 (5)
J.1 (4)	J.2.2 (2)	J.3 (1)	
J.1 (5)	J.2.2 (3)	J.3 (2)	
J.1 (6)	J.2.2 (4)	J.3 (3)	

J.104 Áreas parcialmente cargadas

J.104.1 Zonas de apoyo en puentes

(101) El dimensionamiento de las zonas de apoyo en puentes debe ser conforme con las reglas que se establecen en este apartado y en los apartados 6.5 y 6.7 del Anejo 19.

(102) La distancia desde el borde del área cargada al borde libre de la sección de hormigón no debe ser inferior a 1/6 de la dimensión correspondiente de la zona cargada, medida en la misma dirección. En ningún caso se puede tomar una distancia al borde libre inferior a 50 mm.

(103) Para hormigones de resistencia característica $f_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$, se debe sustituir el valor de f_{cd} en la fórmula (6.63) del Anejo 19 por la expresión $\frac{0,46 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1+0,1 \cdot f_{ck}} \cdot f_{cd}$.

(104) Con el fin de evitar los daños locales en los bordes de las piezas, se debe disponer una armadura paralela a la cara cargada y uniformemente distribuida hasta el punto en el que las tensiones locales de compresión se hayan dispersado. Este punto se determina dibujando una línea inclinada formando con un ángulo $\theta(30^\circ)$ con la dirección de aplicación de la carga, desde el borde de la superficie cargada hasta la intersección con el borde opuesto de la pieza, como se muestra en la figura A21.J.107. La armadura dispuesta para evitar el deslizamiento del borde se tiene que anclar de forma adecuada.

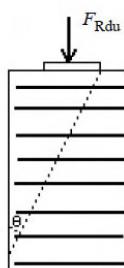


Figura A21.J.107 Determinación de la zona de colocación de armadura

(105) La armadura dispuesta con el fin de evitar los daños locales en los bordes de las piezas (A_r), debe calcularse de acuerdo con la expresión $A_r \cdot f_{yd} \geq F_{Rdu}/2$.

J.104.2 Zonas de anclaje en elementos postesos

(101) Para el dimensionamiento de zonas de anclaje, donde se vayan a anclar dos o más armaduras activas son de aplicación, las siguientes reglas junto con las que se establecen en el apartado 8.10.3 del Anejo 19 del Código Estructural.

(102) Se debe comprobar la tensión existente detrás de las placas de anclaje de la siguiente forma:

- La distancia mínima entre el eje del anclaje y el borde del hormigón no puede ser menor que la especificada en la correspondiente Evaluación Técnica Europea. Este valor mínimo depende de la resistencia del hormigón en el momento del tesado,
- la armadura necesaria para prevenir la rotura y desconchamiento en las zonas de anclaje se determina en relación a un prisma rectangular de hormigón, conocido como el prisma transversal de regularización, situado detrás de cada anclaje. La sección del prisma asociado a cada anclaje se conoce como rectángulo asociado. El rectángulo asociado tiene el mismo centro y los mismos ejes de simetría que la placa de anclaje (que deberá tener dos ejes de simetría) y deberá cumplir:

$$\frac{P_{max}}{c \cdot c'} \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad (\text{J.101})$$

donde:

P_{max} es la fuerza máxima aplicada a la armadura activa, de acuerdo con el apartado 5.10.2.1 del Anejo 19

c, c' son las dimensiones del rectángulo asociado

$f_{ck}(t)$ es la resistencia del hormigón en el momento de tesado.

El rectángulo asociado debe tener aproximadamente el mismo coeficiente de forma que la placa de anclaje. Esta condición se cumple si c/a y c'/a' no son mayores que $1,25 \sqrt{\frac{c \cdot c'}{a \cdot a'}}$, donde a y a' son las dimensiones del rectángulo más pequeño que contiene a la placa de anclaje.

- Los rectángulos asociados con anclajes situados en la misma sección transversal deben permanecer en el interior del hormigón y no pueden solaparse.
- El “prisma transversal de regularización” representa de forma muy aproximada el volumen de hormigón en el cual las tensiones van a cambiar, desde valores muy altos, justo detrás de la placa de anclaje, hasta un valor razonable para el hormigón bajo compresión uniaxial. El eje del prisma coincide con el eje de la armadura activa, su base es el rectángulo asociado y su altura detrás del anclaje se toma igual a $1,2 \cdot \max(c, c')$. Los prismas asociados a diferentes anclajes pueden solaparse cuando las armaduras activas no son paralelas, pero deben permanecer en el interior del hormigón.

(103) La armadura necesaria para prevenir la rotura y el desconchamiento del hormigón en cada prisma de regularización (definido en el punto anterior (102)) no puede ser inferior a:

$$A_s = 0,15 \frac{P_{max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav} \quad \text{con } \gamma_{p,unfav} \geq 1,20 \quad (\text{J.102})$$

donde:

P_{max} es la fuerza máxima aplicada a la armadura activa, de acuerdo con la expresión (5.41) del apartado 5.10.2.1 del Anejo 19 y f_{yd} es el límite elástico de cálculo de la armadura pasiva.

Se debe distribuir la armadura pasiva en las dos direcciones a lo largo de la longitud del prisma. El área de armadura pasiva dispuesta en la cara cargada no puede ser inferior a $0,03 \frac{P_{max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav}$ en cada dirección.

(104) Se debe disponer la armadura mínima para el sistema de pretensado según lo indicado en la correspondiente Evaluación Técnica Europea. La disposición de la armadura se tiene que modificar si se utiliza para resistir los esfuerzos de tracción calculados de acuerdo con el apartado 8.10.3(4) del Anejo 19 del Código Estructural.

Apéndice KK Métodos propuestos para evaluar los efectos estructurales producidos por el comportamiento diferido del hormigón

KK.1 Introducción

Este apéndice describe diferentes métodos para evaluar los efectos estructurales del comportamiento reológico del hormigón.

KK.2 Consideraciones generales

(101) Se deben considerar, generalmente, los efectos estructurales producidos por el comportamiento reológico del hormigón, tales como la variación de deformaciones o de esfuerzos, en condiciones de servicio.

NOTA: En casos particulares (por ejemplo estructuras o elementos estructurales sensibles a los efectos de segundo orden, o estructuras en las que no se pueden redistribuir los efectos de estas acciones), los efectos diferidos pueden tener además una influencia en Estado Límite Último (ELU).

(102) Cuando las tensiones de compresión en el hormigón sean menores que $0,45f_{ck}(t)$ bajo la combinación quasi-permanente de acciones, será adecuado realizar un análisis estructural lineal y adoptar un modelo viscoelástico lineal de envejecimiento. El comportamiento diferido del hormigón debe describirse por medio del coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$ o la función de fluencia $J(t, t_0)$ o, alternativamente, por la función de relajación $R(t, t_0)$. Para valores más elevados de tensiones de compresión, deben considerarse los efectos no lineales de la fluencia.

(103) El análisis diferido para evaluar la deformación y los esfuerzos en estructuras de hormigón armado y pretensado con coacciones rígidas puede llevarse a cabo suponiendo que las estructuras son homogéneas y que puede ignorarse la limitada variabilidad de las propiedades del hormigón en diferentes zonas de la estructura. Cualquier variación en las condiciones de las coacciones durante las fases de construcción o la vida útil de la estructura se debe tener en cuenta en el análisis.

(104) En la tabla A21.KK.101 se muestran los diferentes tipos de análisis y sus aplicaciones típicas.

Tabla A21.KK.101 Tipos de análisis

Tipo de análisis	Comentario y aplicación típica
Método general y método paso a paso en el tiempo	Métodos generales aplicables a todas las estructuras. Particularmente son útiles para la comprobación de fases intermedias de construcción en estructuras donde las propiedades varían a lo largo de la longitud (por ejemplo en construcción por voladizos sucesivos).
Métodos basados en los teoremas de la viscoelasticidad lineal	Métodos aplicables a estructuras homogéneas con coacciones rígidas.
Método del coeficiente de envejecimiento	Este método será útil cuando únicamente haya que estimar la distribución de esfuerzos y tensiones a lo largo del tiempo. Es aplicable a puentes con secciones mixtas (vigas prefabricadas y losas ejecutadas in situ).

Método del coeficiente de envejecimiento simplificado	Método aplicable a estructuras en las que se van a producir cambios en las condiciones de apoyo (por ejemplo construcción vano a vano o construcción por voladizos sucesivos).
---	--

Todos los métodos citados suponen que:

- La fluencia y la retracción se consideran independientes entre sí.
- Para cada tipo de hormigón en una sección, se adoptarán unas propiedades medias de la fluencia y retracción, ignorando cualquier diferencia poco significativa entre diferentes posiciones.
- El principio de superposición es válido para evaluar la deformación total debida a acciones aplicadas en diferentes edades.

Los apartados siguientes describen los detalles principales de estos métodos.

KK.3 Método general

(101) Se establecen las siguientes hipótesis:

- a) La ecuación fundamental para la deformación diferida del hormigón es:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad (\text{KK.101})$$

En esta ecuación, el primer término representa la deformación instantánea debida a una tensión aplicada en t_0 . El segundo término representa la fluencia debida a la tensión anterior. El tercer término representa la suma de la deformación instantánea y de fluencia debida a la variación en las tensiones que se produce en el instante t_i . El cuarto término representa la deformación por retracción,

- b) La armadura pasiva tiene un comportamiento lineal bajo cargas instantáneas. Cuando la tensión en la armadura activa sea mayor que $0,5f_{pmax}$, se deberá tener en cuenta el fenómeno de la relajación, así como un estado variable de deformación.
- c) Se considera una adherencia perfecta entre el hormigón y la armadura adherente.
- d) En elementos lineales, se acepta que las secciones planas permanecen planas después de la deformación.
- e) Se cumplen las condiciones de equilibrio y compatibilidad.

(102) La fluencia del hormigón en cada sección depende de su historia de tensiones. Esto se tiene en cuenta empleando el método paso a paso. El análisis estructural se efectúa en intervalos de tiempo sucesivos, manteniendo las condiciones de equilibrio y compatibilidad y utilizando las propiedades básicas de los materiales en cada uno de los instantes considerados. Se calcula la deformación en intervalos de tiempo sucesivos utilizando la variación de tensiones en el hormigón en el intervalo de tiempo anterior.

KK.4 Método paso a paso en el tiempo

(101) En el instante t , en el que la tensión aplicada es σ se deducen teóricamente de la historia completa de cargas, la deformación de fluencia $\varepsilon_{cc}(t)$, la deformación potencial de fluencia $\varepsilon_{\infty cc}(t)$ (es decir la deformación de fluencia que se alcanza en el instante $t = \infty$, si la tensión aplicada en el instante t se mantiene constante) y la velocidad de fluencia.

(102) La deformación potencial de fluencia en el instante t puede determinarse utilizando el principio de superposición (para interpretar la notación, véase la expresión (KK.101) y el Apéndice B del Anejo 19 del Código Estructural):

$$\frac{d\varepsilon_{\infty cc}(t)}{dt} = \frac{d\sigma}{dt} \frac{\varphi(\infty, t)}{E_c} \quad (\text{KK.102})$$

(103) En el instante t se puede definir un tiempo equivalente t_e tal que, bajo la aplicación de una tensión constante desde el tiempo t_e , se obtenga el mismo valor para la deformación de fluencia y la deformación potencial de fluencia. El parámetro t_e debe cumplir la ecuación:

$$\varepsilon_{\infty cc}(t) \cdot \beta_c(t, t_e) = \varepsilon_{cc}(t) \quad (\text{KK.103})$$

La velocidad de fluencia en el instante t puede calcularse entonces utilizando la curva de fluencia correspondiente al tiempo equivalente:

$$\frac{d\varepsilon_{cc}(t)}{dt} = \varepsilon_{\infty cc}(t) \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t} \quad (\text{KK.104})$$

(104) Cuando $|\varepsilon_{cc}(t)| > |\varepsilon_{\infty cc}(t)|$, lo que se produce de forma particular en el caso de fluencia en la descarga, se define t_e correspondiente a la fase actual y se tiene en cuenta el cambio de signo de la tensión aplicada. Se obtiene la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{cc}(t) = (\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \cdot \beta_c(t, t_e) \quad (\text{KK.105})$$

$$\frac{d(\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{cc}(t))}{dt} = (\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \cdot \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t} \quad (\text{KK.106})$$

donde:

$\varepsilon_{ccMax}(t)$ es el último valor de la deformación de fluencia que se alcanza antes del instante t .

KK.5 Aplicación de los teoremas de la viscoelasticidad lineal

(101) En estructuras con coacciones rígidas, inicialmente se pueden evaluar las tensiones y deformaciones por medio de un análisis elástico de la estructura suponiendo que el módulo de elasticidad es constante.

(102) Las propiedades reológicas del hormigón están totalmente caracterizadas por la función de fluencia $J(t, t_0)$ y la función de relajación $R(t, t_0)$, donde:

$J(t, t_0)$ representa la deformación total por unidad de tensión, es decir, la respuesta en términos de deformación en el instante “ t ” que resulta de la aplicación de una tensión unitaria en el instante “ t_0 ” que se mantiene constante

$R(t, t_0)$ representa la respuesta en términos de tensión en el instante “ t ” que resulta de la aplicación de una deformación unitaria en el instante “ t_0 ” que se mantiene constante.

(103) Bajo acciones directas (acciones impuestas), las tensiones elásticas no se ven modificadas por la fluencia. Se pueden evaluar las deformaciones $D(t)$ en un instante “ t ” integrando los incrementos de deformación elástica, multiplicados por el coeficiente de fluencia $J(t, \tau) \cdot E_c$.

$$S(t) = S_{el}(t_0) \quad (\text{KK.107})$$

$$D(t) = E_c \int_0^t J(t, \tau) dD_{el}(\tau) \quad (\text{KK.108})$$

(104) Bajo acciones indirectas (deformaciones impuestas), las deformaciones elásticas no se modifican por la fluencia. Se pueden evaluar las tensiones en un instante “ t ” integrando los incrementos de tensión elástica, multiplicados por el coeficiente de relajación $R(t, \tau)/E_c$.

$$D(t) = D_{el}(t) \quad (\text{KK.109})$$

$$S(t) = \frac{1}{E_c} \int_0^t R(t, \tau) dS_{el}(\tau) \quad (\text{KK.110})$$

(105) En una estructura sometida a cargas impuestas constantes, donde el esquema estático inicial (101) se modifica hacia un esquema final (102) por la introducción de coacciones adicionales en un instante $t_1 \geq t_0$ (siendo t_0 la edad de puesta en carga de la estructura), la distribución de tensiones evoluciona para $t > t_1$ y se aproxima a la distribución correspondiente a la aplicación de la carga en el esquema estático final:

$$S_2(t) = S_{el,1} + \xi(t, t_0, t_1) \Delta S_{el,1} \quad (\text{KK.111})$$

donde:

$S_2(t)$ es la distribución de tensiones para $t > t_1$ en la estructura con las coacciones modificadas

$S_{el,1}$ es la distribución elástica de tensiones en el esquema estático inicial

$\Delta S_{el,1}$ es la corrección que se necesita aplicar a la solución elástica $S_{el,1}$ para cumplir con la solución elástica correspondiente con la aplicación de la carga en el esquema estático final

$\xi(t, t_0, t_1)$ es la función de redistribución:

$$\xi(t, t_0, t_1) = \int_{t_1}^t R(t, \tau) dJ(\tau, t_0) \quad (\text{KK.112})$$

con:

$$0 \leq \xi(t, t_0, t_1) \leq 1$$

y

$$\xi(t, t_0, t_0^+) = 1 - \frac{R(t, t_0)}{E_c(t_0)} \quad (\text{KK.113})$$

(106) En los casos en los que la transición desde el esquema estático inicial hacia el esquema final se realice por medio de diferentes modificaciones en las coacciones, aplicadas en diferentes instantes $t_i \geq t_0$, la variación de tensiones producidas por la fluencia, debido al efecto de aplicar un grupo de coacciones adicionales Δn_j en el instante t_j , es independiente de la historia de las coacciones anteriores adicionales introducidas en los instantes $t_i < t_j$ y únicamente depende de la aplicación de las coacciones Δn_j .

$$S_{j+1} = S_{el,1} + \sum_{i=1}^j \xi(t, t_0, t_i) \Delta S_{el,i} \quad (\text{KK.114})$$

KK.6 Método del coeficiente de envejecimiento

(101) El método del coeficiente de envejecimiento permite calcular a tiempo infinito las variaciones en las tensiones, deformaciones, esfuerzos y movimientos debido al comportamiento diferido del hormigón y de la armadura activa, sin recurrir a un análisis temporal discreto. En particular, a nivel de sección, los cambios en la deformación axial y en la curvatura debidos a la fluencia, retracción y relajación pueden determinarse utilizando un procedimiento relativamente simple.

(102) La deformación producida por variaciones en el tiempo de las tensiones en el hormigón se puede calcular como la que resultaría de una variación de tensión aplicada y mantenido constante en el tiempo desde una edad intermedia.

$$\int_{\tau=t_0}^t \left[\frac{E_c(28)}{E_c(\tau)} + \varphi_{28}(t, \tau) \right] d\sigma(\tau) = \left[\frac{E_c(28)}{E_c(t_0)} + \chi(t, t_0) \varphi_{28}(t, \tau) \right] \Delta \sigma_{t_0 \rightarrow t} \quad (\text{KK.118})$$

donde χ es el coeficiente de envejecimiento. El valor de χ se puede determinar en cualquier instante, por medio de un cálculo paso a paso, o bien se puede suponer igual a 0,80 para $t = \infty$.

La relajación para una deformación variable se puede determinar de forma simplificada a tiempo infinito, como la relajación correspondiente a una longitud constante, multiplicada por un coeficiente de reducción de 0,80.

KK.7 Formulación simplificada

(101) Se pueden determinar los esfuerzos a tiempo infinito t_∞ utilizando un método simplificado para aquellas estructuras que van a experimentar cambios en las condiciones de apoyo (construcción vano a vano, construcción por voladizos sucesivos, movimientos en los apoyos, etc.). En estos casos, como primera aproximación, se puede obtener la distribución de los esfuerzos a t_∞ como:

$$s_\infty = s_0 + (s_1 - s_0) \cdot \frac{E_c(t_1) \varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_1, t_0)}{E_c(t_0) \quad 1 + \chi \varphi(\infty, t_1)} \quad (\text{KK.119})$$

donde:

- | | |
|-------|--|
| s_0 | representa los esfuerzos al final del proceso constructivo |
| s_1 | representa los esfuerzos obtenidos si la estructura se hubiese construido sobre cimbra |
| t_0 | es la edad del hormigón en el momento de aplicación de las cargas permanentes constantes |
| t_1 | es la edad del hormigón cuando se modifican las condiciones de las coacciones. |

Apéndice LL Propuesta para los elementos de hormigón tipo lámina

(101) Este apartado es de aplicación en elementos tipo lámina, en los que existen generalmente ocho componentes de los esfuerzos. Los ocho componentes de los esfuerzos se enumeran a continuación y se muestran en la figura A21.LL.1, para el caso de un elemento de dimensiones unitarias:

- 3 componentes de placa $n_{Edx}, n_{Edy}, n_{Edxy} = n_{Edyx}$
- 3 componentes de losa $m_{Edx}, m_{Edy}, m_{Edxy} = m_{Edyx}$
- 2 cortantes transversales v_{Edx}, v_{Edy}

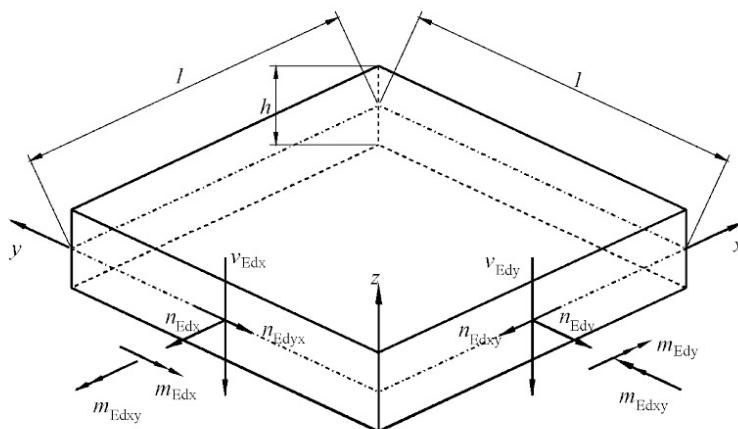


Figura A21.LL.1 Elemento tipo lámina

(102) La primera etapa en el proceso de comprobación es establecer si el elemento tipo lámina se encuentra fisurado o no fisurado.

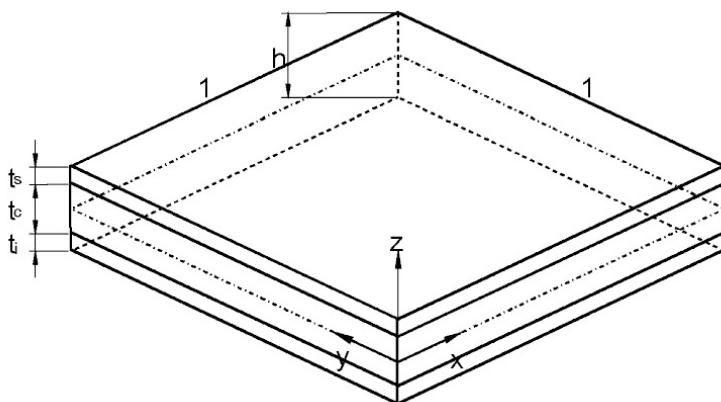


Figura A21.LL.2 Modelo multicapa

(103) En elementos no fisurados, únicamente es necesario comprobar que la tensión principal mínima es inferior a la resistencia de cálculo a compresión f_{cd} . Puede ser apropiado tener en cuenta el estado de compresión multiaxial en la definición de f_{cd} .

(104) Para el caso de elementos fisurados se debe utilizar un modelo multicapa para el dimensionamiento o la comprobación del elemento tipo lámina.

(105) En el modelo multicapa, se identifican tres capas (figura A21.LL.2): Las dos capas exteriores deben resistir los esfuerzos de membrana que proceden de $n_{Edx}, n_{Edy}, n_{Edxy}, m_{Edx}, m_{Edy}, m_{Edxy}$; la capa

interior tiene que resistir los cortantes transversales v_{Edx}, v_{Edy} . Se debe establecer el espesor de las distintas capas por medio de un proceso iterativo (véanse los puntos (113) a (115)).

(106) La capa interior debe calcularse de acuerdo con el apartado 6.2, teniendo en cuenta el esfuerzo cortante principal, su dirección principal y las componentes de la armadura longitudinal en esa dirección (véanse los puntos (113) a (115)).

(107) Con el fin de determinar si los elementos tipo lámina están fisurados, deben comprobarse las tensiones principales en distintos niveles dentro del espesor del elemento. En la práctica, se debe cumplir la siguiente condición:

$$\phi = \alpha \frac{J_2}{f_{cm}^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cm}} + \beta \frac{I_1}{f_{cm}} - 1 \leq 0 \quad (\text{LL.101})$$

donde:

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (\text{LL.102})$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_m)(\sigma_2 - \sigma_m)(\sigma_3 - \sigma_m) \quad (\text{LL.103})$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (\text{LL.104})$$

$$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 \quad (\text{LL.105})$$

$$\alpha = \frac{1}{9k^{1,4}} \quad (\text{LL.106})$$

$$\lambda = c_1 \cos \left[\frac{1}{3} ar \cos(C_2 \cos 3\theta) \right] \quad \text{si } \cos 3\theta \geq 0 \quad (\text{LL.107})$$

$$\lambda = c_1 \cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} ar \cos(-C_2 \cos 3\theta) \right] \quad \text{si } \cos 3\theta < 0$$

$$\beta = \frac{1}{3,7k^{1,1}} \quad (\text{LL.108})$$

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \quad (\text{LL.109})$$

$$c_1 = \frac{1}{0,7k^{0,9}} \quad (\text{LL.110})$$

$$c_2 = 1 - 6,8(k - 0,07)^2 \quad (\text{LL.111})$$

$$k = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}} \quad (\text{LL.112})$$

Si se cumple la condición (LL.101), se considera que el elemento no está fisurado; en caso contrario, debe considerarse como fisurado.

(108) Si se considera que el elemento tipo lámina está fisurado, los esfuerzos en las capas exteriores del modelo multicapa deben determinarse de acuerdo a las siguientes ecuaciones (figuras A21.LL.3a y A21.LL.3b).

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \frac{z_x - y_{xs}}{z_x} + \frac{m_{Edx}}{z_x} \quad (\text{LL.113})$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \frac{z_x - y_{xi}}{z_x} - \frac{m_{Edx}}{z_x} \quad (\text{LL.114})$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \frac{z_y - y_{ys}}{z_y} + \frac{m_{Edy}}{z_y} \quad (\text{LL.115})$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \frac{z_y - y_{yi}}{z_y} - \frac{m_{Edy}}{z_y} \quad (\text{LL.116})$$

$$n_{Edyx}s = n_{Edyx} \frac{z_{yx} - y_{yxs}}{z_{yx}} - \frac{m_{Edyx}}{z_{yx}} \quad (\text{LL.117})$$

$$n_{Edyx_i} = n_{Edyx} \frac{z_{yx} - y_{xi}}{z_{yx}} + \frac{m_{Edyx}}{z_{yx}} \quad (\text{LL.118})$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \frac{z_{xy} - y_{xys}}{z_{xy}} - \frac{m_{Edxy}}{z_{xy}} \quad (\text{LL.119})$$

$$n_{Edxy_i} = n_{Edxy} \frac{z_{xy} - y_{xi}}{z_{xy}} + \frac{m_{Edxy}}{z_{xy}} \quad (\text{LL.120})$$

donde:

$\{z_x, z_y\}$ son los brazos mecánicos para los momentos flectores y esfuerzos axiles de la membrana

$\{y_{xs}, y_{xi}, y_{ys}, y_{yi}\}$ son las distancias desde el centro de gravedad de la armadura al plano medio del elemento en las direcciones x e y , con relación a los momentos flectores y a los esfuerzos normales de la membrana; por lo tanto $z_x = y_{xs} + y_{xi}$ y $z_y = y_{ys} + y_{yi}$

$\{y_{yxs}, y_{yxi}, y_{xys}, y_{xyi}\}$ son las distancias desde el centro de gravedad de la armadura al plano medio del elemento, con relación al momento torsor y esfuerzos cortantes de la membrana; por lo tanto $z_{yx} = y_{yxs} + y_{yxi}$ y $z_{xy} = y_{xys} + y_{xyi}$.

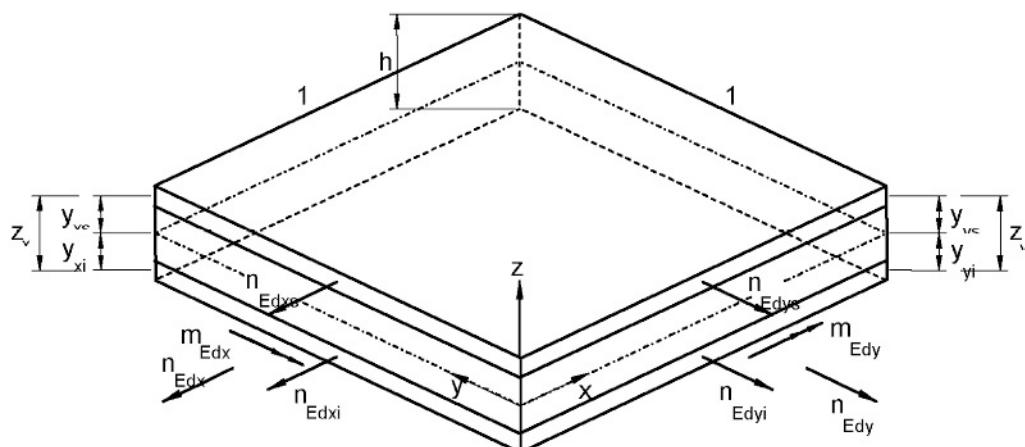


Figura A21.LL.3a Esfuerzos normales y momentos flectores en la capa exterior

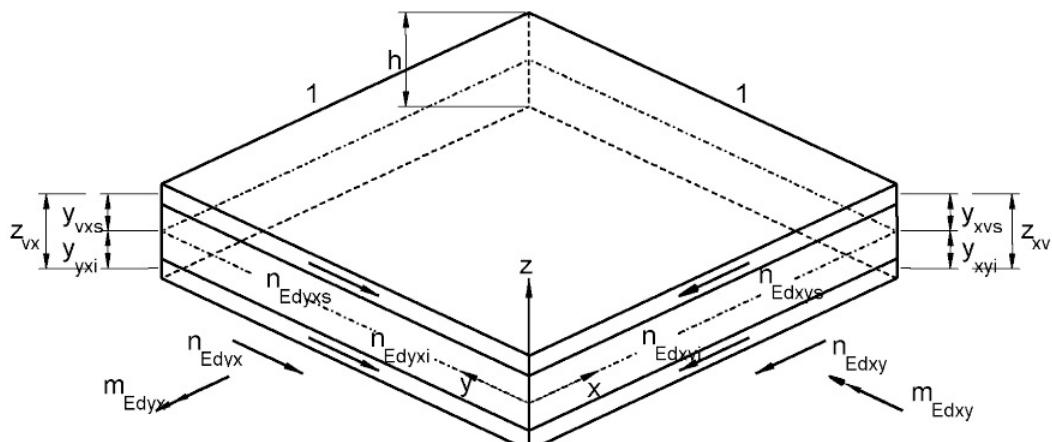


Figura A21.LL.3b Esfuerzos cortantes y momentos torsores en la capa exterior

Los esfuerzos cortantes ν_{Edx} y ν_{Edy} se aplican a la capa interior con el brazo mecánico z_c , determinado respecto al centro de gravedad de las capas adecuadas de armadura.

(109) Para el dimensionamiento de la capa interior, se debe evaluar el esfuerzo cortante principal ν_{Edo} y su dirección φ_o como se indica a continuación:

$$\nu_{Edo} = \sqrt{\nu_{Edx}^2 + \nu_{Edy}^2} \quad (\text{LL.121})$$

$$\tan \varphi_o = \frac{\nu_{Edy}}{\nu_{Edx}} \quad (\text{LL.122})$$

(110) En la dirección del cortante principal, el elemento tipo lámina se comporta como una viga y por lo tanto se deben aplicar los criterios de dimensionamiento apropiados. En particular, se debe aplicar el apartado 6.2.2 a elementos que no necesiten armadura de cortante y el apartado 6.2.3 a elementos que necesiten armadura de cortante. En la expresión (6.2.a), se debe adoptar el valor de ρ_l como:

$$\rho_l = \rho_x \cos^2 \varphi_o + \rho_y \sin^2 \varphi_o \quad (\text{LL.123})$$

(111) Cuando sea necesaria armadura de cortante, el esfuerzo longitudinal $V_{Edo} \cot \theta$ que se obtiene del modelo de celosía produce los siguientes esfuerzos de membrana, en las direcciones x e y :

$$n_{Edyc} = \frac{\nu_{Edy}^2}{\nu_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.124})$$

$$n_{Edxyc} = \frac{\nu_{Edx} \nu_{Edy}}{\nu_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.125})$$

$$n_{Edxc} = \frac{\nu_{Edx}^2}{\nu_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.126})$$

$$n_{Edyxc} = n_{Edxyc} = \frac{\nu_{Edx} \nu_{Edy}}{\nu_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.127})$$

(112) Las capas exteriores se tienen que dimensionar como elementos de membrana, utilizando los criterios de dimensionamiento del apartado 6.109 y del Apéndice F.

(113) Se puede adoptar de manera general el siguiente planteamiento simplificado, con relación a las figuras A21.LL.3a y A21.LL.3b:

$$y_{ns} = y_{xs} = y_{ys} \quad (\text{LL.128})$$

$$y_{ni} = y_{xi} = y_{yi} \quad (\text{LL.129})$$

$$y_{ts} = y_{xys} = y_{yx}s \quad (\text{LL.130})$$

$$y_{ti} = y_{xyi} = y_{yxi} \quad (\text{LL.131})$$

$$z_x = z_y = z_n = y_{ns} + y_{ni} \quad (\text{LL.132})$$

$$z_{xy} = z_{yx} = z_t = y_{ts} + y_{ti} \quad (\text{LL.133})$$

Generalmente se puede ignorar la diferencia entre z_n y z_t , suponiendo que el espesor de las capas exteriores es dos veces la distancia del borde al centro de gravedad de la armadura, por lo tanto:

$$y_{ns} = y_{ts} = y_s \quad (\text{LL.134})$$

$$y_{ni} = y_{ti} = y_i \quad (\text{LL.135})$$

$$z_n = z_t = z \quad (\text{LL.136})$$

(114) A partir de las hipótesis anteriores, los esfuerzos en las capas exteriores pueden determinarse como se indica a continuación:

- En el caso de no necesitar armadura de cortante para resistir ν_{Edx} y ν_{Edy} :

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \frac{z-y_s}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} \quad (\text{LL.137})$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \frac{z-y_i}{z} - \frac{m_{Edx}}{z} \quad (\text{LL.138})$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \frac{z-y_s}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} \quad (\text{LL.139})$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \frac{z-y_i}{z} - \frac{m_{Edy}}{z} \quad (\text{LL.140})$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \frac{z-y_s}{z} - \frac{m_{Edxy}}{z} \quad (\text{LL.141})$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy} \frac{z-y_i}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z} \quad (\text{LL.142})$$

b) En el caso de que se necesite armadura de cortante para resistir v_{Edx} y v_{Edy} :

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \frac{z-y_s}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.143})$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \frac{z-y_i}{z} - \frac{m_{Edx}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.144})$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \frac{z-y_s}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.145})$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \frac{z-y_i}{z} - \frac{m_{Edy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.146})$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \frac{z-y_s}{z} - \frac{m_{Edxy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.147})$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy} \frac{z-y_i}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.148})$$

(115) Si no se cumple la comprobación de (112), se tiene que seguir uno de los siguientes procedimientos:

- Incrementar el recubrimiento del hormigón y reducir, por lo tanto, el brazo mecánico interno.
- Utilizar diferentes valores para z_n y z_t siendo $z_n > z_t$; las tensiones internas del hormigón deben sumarse vectorialmente.
- Incrementar el espesor de la capa para cumplir con la comprobación del hormigón y manteniendo la armadura en su posición original. Esto dará lugar a una excentricidad de la armadura en la capa, con la aparición de dos momentos flectores internos, que tienen que estar en equilibrio en el elemento tipo lámina. En estas circunstancias, los esfuerzos en la armadura serán:

$$n_{Eds}^* = [n_{Eds} \left(h - \frac{t_s}{2} - b'_i \right) + n_{Edi} \left(\frac{t_i}{2} - b'_i \right)] / (h - b'_i - b'_s) \quad (\text{LL.149})$$

$$n_{Edi}^* = n_{Eds} + n_{Edi} - n_{Eds}^* \quad (\text{LL.150})$$

donde:

t_s y t_i son los espesores de la capa superior e inferior, respectivamente

$b'_{i,s}$ es la distancia de la superficie exterior de la capa al eje de la armadura en el interior de la capa.

Se debe comprobar la capa interior para un esfuerzo cortante adicional fuera de su plano, correspondiente al esfuerzo que se transfiere entre las capas de armaduras.

Apéndice MM Recomendaciones para el esfuerzo cortante y flexión transversal

(101) Dentro de las almas de las vigas cajón, se puede tener en cuenta la interacción entre el esfuerzo cortante y el momento flector transversal por medio de un modelo multicapa (véase el Apéndice LL). Para esta aplicación se pueden introducir las siguientes simplificaciones en el modelo general (figura A21.MM.1):

- Se considera que el esfuerzo rasante por unidad de longitud es constante a lo largo de Δx , con un valor $v_{Ed} = V_{Ed}/\Delta y$.
- Se considera que el momento flector transversal por unidad de longitud es constante a lo largo de Δy , con un valor $m_{Ed} = M_{Ed}/\Delta x$.
- Se supone que el esfuerzo longitudinal es constante a lo largo de la longitud Δy , con un valor $p_{Ed} = P_{Ed}/\Delta y$.
- Se desprecia, a lo largo de la longitud Δy , el esfuerzo cortante transversal dentro del alma, debido a la variación en el momento flector correspondiente.

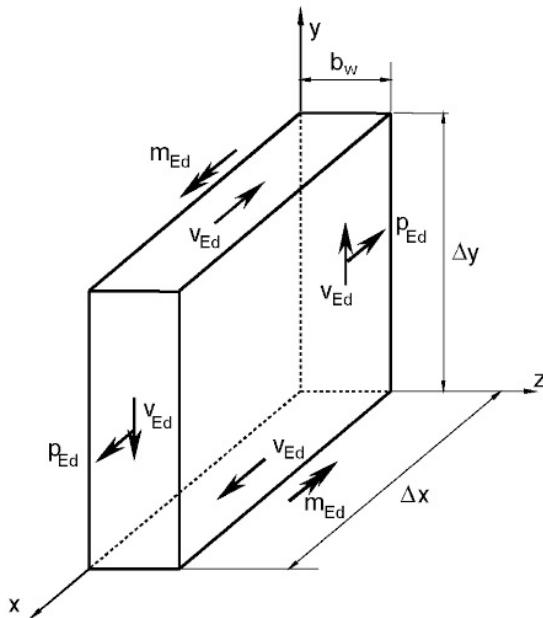


Figura A21.MM.1 Esfuerzos en el alma

(102) A partir de las hipótesis anteriores, el modelo multicapa comprende únicamente dos placas sobre las cuales van a actuar las siguientes tensiones (véase la figura A21.MM.2):

$$\tau_{Ed1} = v_{Ed} \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2)z_1} \quad (\text{MM.101})$$

$$\tau_{Ed2} = v_{Ed} \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2)z_2} \quad (\text{MM.102})$$

$$\sigma_{Edy1} = \frac{m_{Edx}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2)z_1} \quad (\text{MM.103})$$

$$\sigma_{Edy2} = \frac{m_{Edx}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2)z_2} \quad (\text{MM.104})$$

$$\sigma_{Edx1} = p_d \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2)z_1} \quad (\text{MM.105})$$

$$\sigma_{Edx2} = p_d \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2)z_2} \quad (\text{MM.106})$$

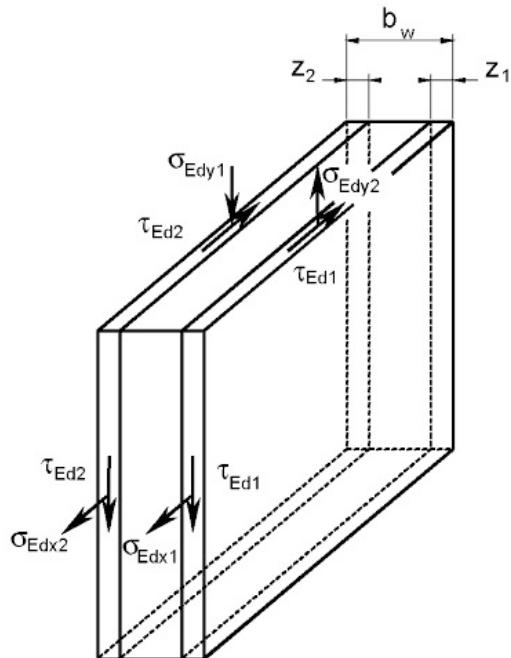


Figura A21.MM.2 Modelo multicapa modificado

(103) El dimensionamiento de las dos placas debe basarse en un método iterativo, para optimizar los espesores z_1 y z_2 , utilizando el procedimiento que se establece en el apartado 6.109 y el Apéndice F; se pueden suponer diferentes valores para los ángulos θ_{el} y θ en las dos placas, pero deben tener un valor constante en cada placa. Si la armadura resultante es excéntrica en las dos placas, será necesario aplicar las expresiones (LL.149) y (LL.150) del Apéndice LL.

(104) Si el esfuerzo longitudinal calculado es de tracción, se puede absorber mediante una armadura pasiva distribuida a lo largo del alma, o de forma alternativa, se puede considerar que se va a transmitir a los cordones en tracción y compresión; la mitad del esfuerzo al cordón en tracción y la otra mitad al cordón en compresión.

(105) En el caso de que no exista esfuerzo longitudinal, se pueden utilizar las reglas del apartado 6.2.4 como una simplificación, pero debe sumarse la armadura de cortante a la armadura de flexión.

Apéndice NN Recomendaciones para las tensiones de daño equivalente para comprobaciones a fatiga

NN.1 Generalidades

(101) Este apéndice proporciona un procedimiento simplificado para el cálculo de las tensiones de daño equivalente para la comprobación a fatiga de los tableros de puentes de hormigón de carretera y ferrocarril. El procedimiento está basado en los modelos de carga en fatiga que se establecen en la reglamentación específica vigente.

NN.2 Puentes de carretera

NN.2.1 Armadura pasiva y activa

(101) Los valores que se indican en este apartado son únicamente de aplicación al modelo de carga en fatiga modificado tipo 3, que se describe en la norma UNE-EN 1991-2 y que coincide con el adoptado por la Instrucción de Acciones en Puentes IAP-11.

Para el cálculo del incremento de tensiones de daño equivalente en la comprobación del acero, las cargas por eje del modelo de carga en fatiga tipo 3 deben multiplicarse por los siguientes coeficientes:

- 1,75 para la comprobación de apoyos intermedios en puentes continuos,
1,40 para la comprobación de otras zonas.

(102) Para la comprobación del acero, el incremento de tensiones de daño equivalente se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \Delta\sigma_{s,Ec} \cdot \lambda_s \quad (\text{NN.101})$$

donde:

$\Delta\sigma_{s,Ec}$ es el incremento de tensiones originado por el modelo de carga en fatiga indicado, con las cargas por eje mayoradas según (101), en base a la combinación de cargas establecida en el apartado 6.8.3 del Anejo 19

λ_s es el coeficiente de daño equivalente en fatiga, que tiene en cuenta las condiciones específicas de ubicación, incluyendo la intensidad de tráfico en el puente, la vida útil de proyecto y la luz del elemento.

(103) El coeficiente de corrección λ_s tiene en cuenta la influencia de la luz del vano, la intensidad anual de tráfico, vida útil de proyecto, carriles múltiples, tipo de tráfico y rugosidad superficial, pudiéndose calcular mediante la siguiente expresión:

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \quad (\text{NN.102})$$

donde:

$\lambda_{s,1}$ es un coeficiente que tiene en cuenta el tipo de elemento (por ejemplo, viga continua), así como el daño que produce el tráfico, en función de la longitud crítica de la línea o área de influencia

$\lambda_{s,2}$ es un coeficiente que tiene en cuenta la intensidad de tráfico

$\lambda_{s,3}$ es un coeficiente que tiene en cuenta la vida útil de proyecto del puente

$\lambda_{s,4}$ es un coeficiente que se aplica cuando el elemento estructural se encuentra cargado en más de una vía

φ_{fat} es el coeficiente de impacto de daño equivalente, que es función de la rugosidad superficial.

(104) El valor del coeficiente $\lambda_{s,1}$ viene indicado en las figuras NN.1 y NN.2 y tiene en cuenta la longitud crítica de la línea de influencia y la forma de la curva S-N.

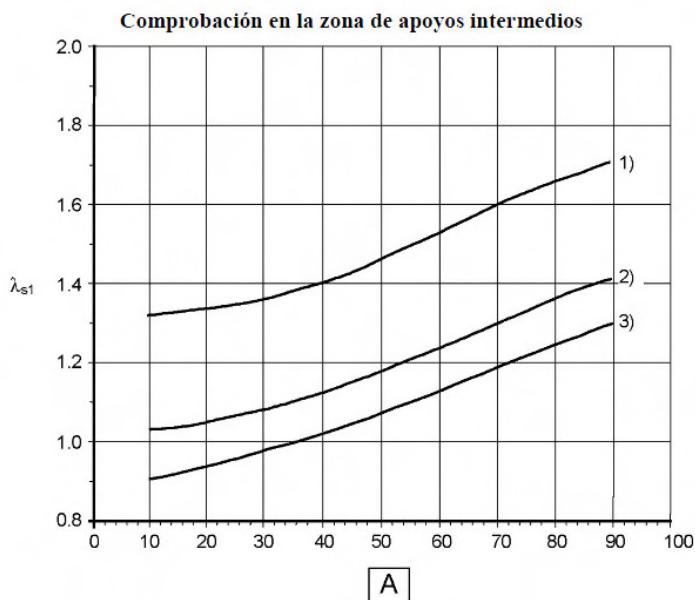


Figura NN.1 Valores del coeficiente $\lambda_{s,1}$ para la comprobación a fatiga de la zona de apoyos intermedios

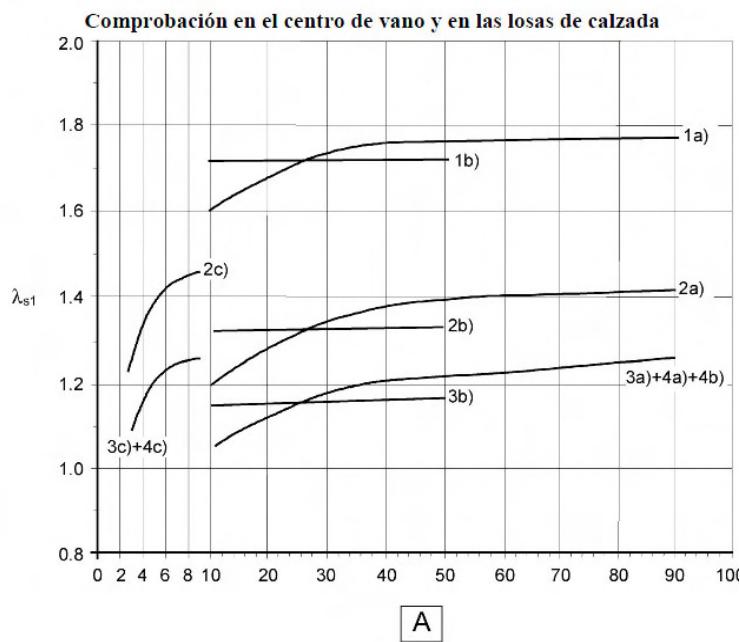


Figura NN.2 Valores del coeficiente $\lambda_{s,1}$ para la comprobación a fatiga en centro de vano y para los elementos locales

(105) El coeficiente $\lambda_{s,2}$ representa la influencia de la intensidad anual de tráfico y del tipo de tráfico. Se puede calcular mediante la ecuación (NN.103).

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q}^{k_2} \sqrt{\frac{N_{obs}}{2,0}} \quad (\text{NN.103})$$

donde:

- N_{obs} es el número de vehículos pesados por año, según la reglamentación específica vigente (o en su defecto lo establecido en la tabla 4.5 de la norma UNE-EN 1991-2)
- k_2 es la pendiente de la curva S-N adecuada, que se obtiene de las tablas 6.3N y 6.4N del Anejo 19
- \bar{Q} es un coeficiente que es función del tipo de tráfico, según la tabla NN.1.

Tabla NN.1 Coeficientes función del tipo de tráfico

Coeficiente \bar{Q}	Tipo de tráfico (*)		
	Larga distancia	Media distancia	Tráfico local
$k_2 = 5$	1,0	0,90	0,73
$k_2 = 7$	1,0	0,92	0,78
$k_2 = 9$	1,0	0,94	0,82

(*) Según la reglamentación específica vigente (o en su defecto, lo establecido en la tabla 4.7 de la norma UNE-EN 1991-2)

(106) El coeficiente $\lambda_{s,3}$ tiene en cuenta la influencia de la vida en servicio y puede calcularse a partir de la ecuación (NN.104).

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt{\frac{N_{Years}}{100}} \quad (\text{NN.104})$$

donde:

- N_{Years} es la vida útil de proyecto del puente.

(107) El coeficiente $\lambda_{s,4}$ tiene en cuenta la influencia de carriles múltiples de circulación y puede calcularse a partir de la ecuación (NN.105).

$$\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} \quad (\text{NN.105})$$

donde:

- $N_{obs,i}$ es el número previsto de vehículos pesados por año para el carril i

- $N_{obs,1}$ es el número de vehículos pesados por año en el carril más lento.

(108) El coeficiente φ_{fat} es un coeficiente de impacto de daño equivalente considerando la superficie como de buena calidad.

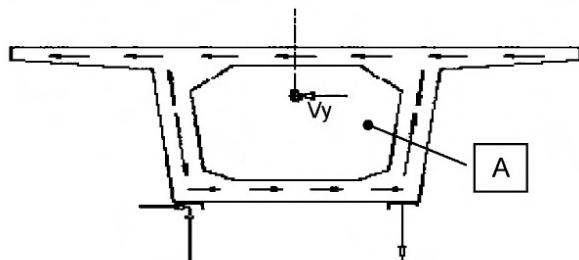
NN.3 Puentes de ferrocarril

Se aplicará lo establecido en la Instrucción para acciones de puentes de ferrocarril.

Apéndice OO Propuesta de regiones de discontinuidad tipo en puentes

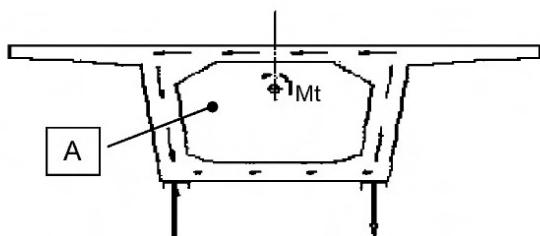
OO.1 Diafragmas de tableros de sección cajón con apoyo directo de las almas en los apoyos

(101) Los diafragmas cuyos apoyos están situados directamente bajo las almas de la sección cajón estarán sometidos a esfuerzos generados por la transmisión del esfuerzo cortante en el plano horizontal (figura A21.OO.1), así como al par de fuerzas resultantes de la descomposición del momento torsor en los casos en los que existan dos apoyos (figura A21.OO.2).



[A] Diafragma

Figura A21.OO.1 Esfuerzo cortante horizontal y reacciones en los apoyos



[A] Diafragma

Figura A21.OO.2 Momento torsor en el tablero y reacciones en los apoyos

(102) De forma general, a partir de las figuras A21.OO.1 y A21.OO.2, se puede observar que el flujo de esfuerzos en la losa inferior y en las almas se canaliza directamente hacia los apoyos, sin que se produzca ningún esfuerzo en la parte central del diafragma. En cambio, los esfuerzos que proceden del ala superior producen esfuerzos sobre el diafragma y son los que determinan el dimensionamiento del elemento. En las figuras A21.OO.3 y A21.OO.4 se identifican posibles mecanismos resistentes que pueden utilizarse para determinar la armadura necesaria para elementos de este tipo.

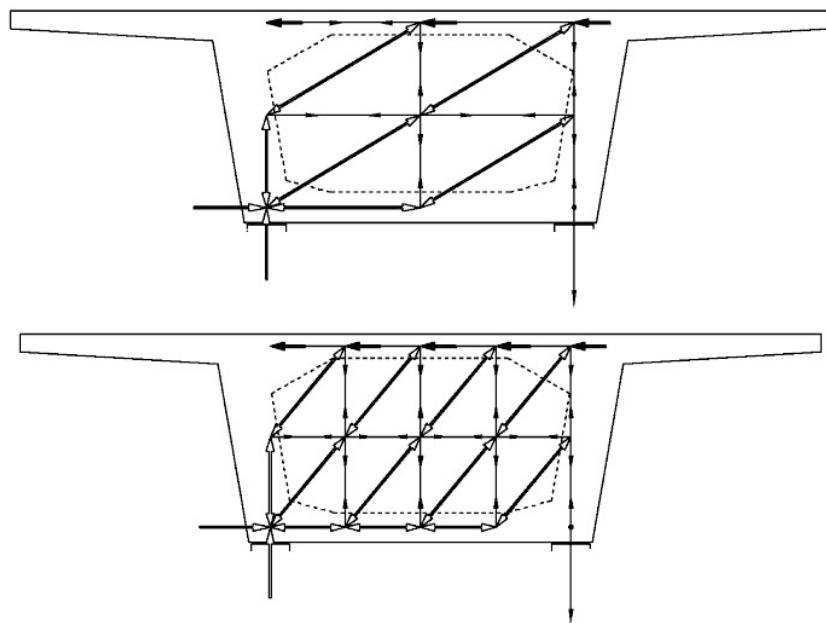


Figura A21.OO.3 Modelo de bielas y tirantes para un diafragma macizo tipo con apoyo directo sin paso de hombre

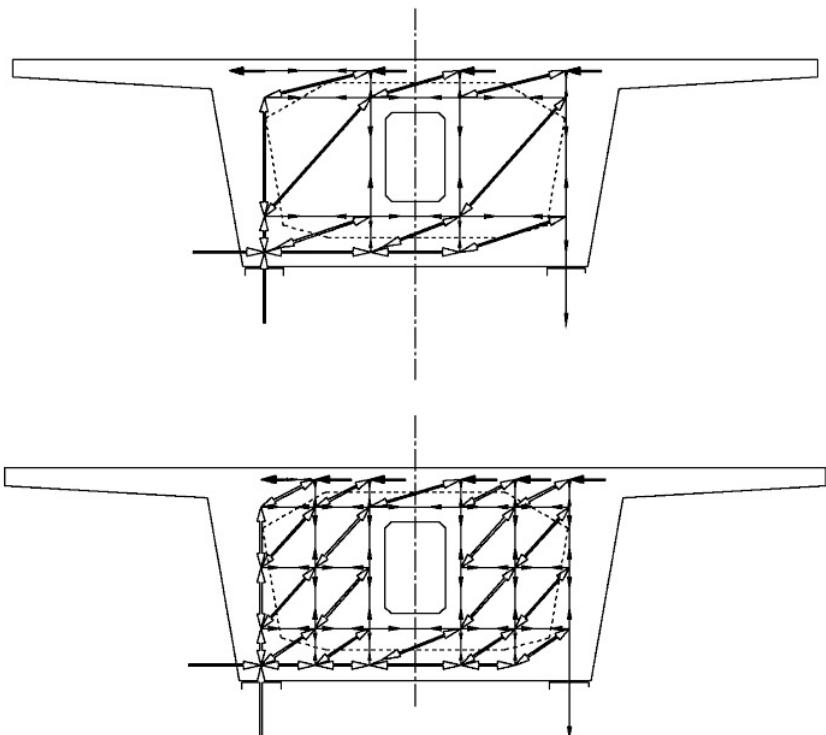


Figura A21.OO.4 Modelo de bielas y tirantes para un diafragma macizo tipo con apoyo directo con paso de hombre

(103) De forma general, no será necesaria la comprobación de los nudos ni de las bielas cuando el espesor del diafragma sea igual o mayor que la dimensión del apoyo en la dirección longitudinal del puente. En estas circunstancias únicamente es necesario comprobar los nudos de apoyo.

OO.2 Diafragmas de tableros de sección cajón con apoyo indirecto de las almas en los apoyos

(101) En este caso, además del esfuerzo cortante horizontal y el efecto de la torsión en el caso de más de un apoyo, el diafragma debe transmitir los esfuerzos cortantes verticales que se transfieren desde las almas al apoyo o apoyos.

Se tienen que comprobar los nudos de los apoyos utilizando los criterios que se establecen en los apartados 6.5 y 6.7 del Anejo 19.

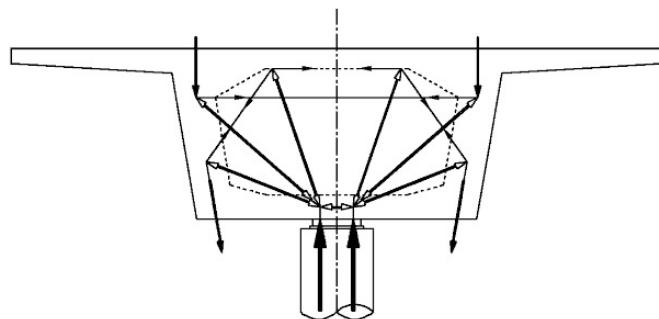


Figura A21.OO.5 Diafragmas con apoyo indirecto. Modelo de bielas y tirantes

(102) Las armaduras se dimensionan para los esfuerzos de tracción obtenidos a partir de los mecanismos resistentes adoptados, teniendo en cuenta las limitaciones de tracción en la armadura indicadas en el apartado 6.5 del Anejo 19. En general, debido a la forma en la que se transmite el cortante vertical, será necesario disponer una armadura de cuelgue o suspensión. Si para esto se utilizan barras inclinadas, se debe prestar especial atención a las condiciones de anclaje (figura A21.OO.6).

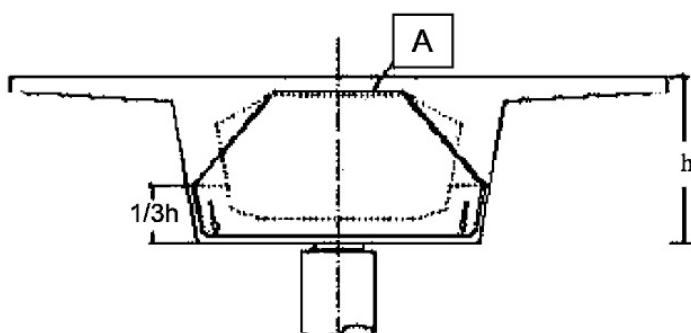


Figura A21.OO.6 Diafragmas con apoyo indirecto. Anclaje de la armadura de suspensión

(103) Si se dispone la armadura de cuelgue o suspensión en forma de cercos, estos se deberán arriostrar a la armadura de la cara superior de la viga cajón (figura A21.OO.7).

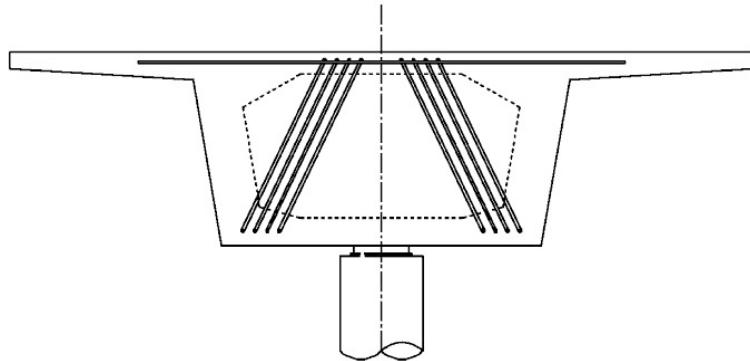


Figura A21.OO.7 Diafragmas con apoyo indirecto. Cercos como armadura de suspensión

(104) En los casos en los que se utilice pretensado, tales como armaduras activas postesas, el proyecto debe definir de forma clara el orden en el que se deben tesar (el tesado del diafragma se llevará a cabo generalmente antes del tesado longitudinal). Debe prestarse especial atención a las pérdidas de pretensado, dada la reducida longitud de las armaduras activas.

(105) Además de la armadura obtenida a partir de los mecanismos resistentes identificados anteriormente, será necesario disponer la armadura destinada a resistir las cargas concentradas, si fuera necesario, en la zona situada sobre los apoyos.

OO.3 Diafragmas de tableros empotrados en pilas

(101) En los casos donde el tablero se encuentre empotrado a las pilas, la diferencia de momentos en vanos adyacentes a cada lado de la pila se debe transmitir a dicha pila. La transmisión de estos momentos generará esfuerzos adicionales a los que se han identificado en los apartados anteriores.

(102) En el caso de diafragmas triangulares (figura A21.OO.8), la transmisión de la carga vertical y del esfuerzo debido a la diferencia de momentos es directa, siempre que se proporcione la continuidad de las bielas en compresión y el solape (o anclaje) de la armadura de tracción.

(103) En el caso de un diafragma vertical doble, el flujo de esfuerzos desde el tablero hacia las pilas es más complejo. En este caso, será necesario comprobar de forma cuidadosa la continuidad del flujo de compresiones.

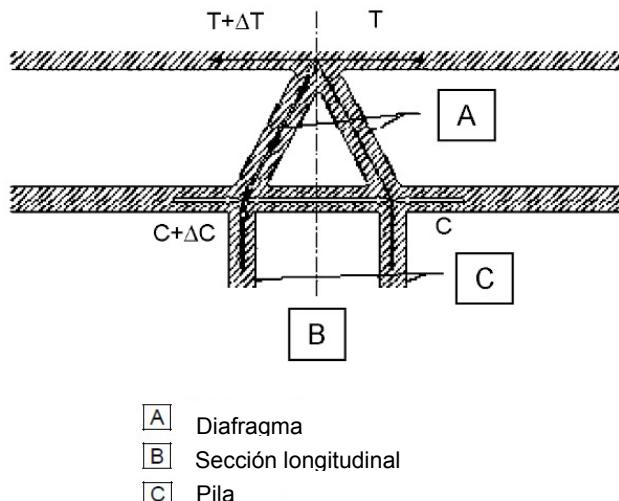


Figura A21.OO.8 Diafragma doble en tablero empotrado a pila: Sistema equivalente de bielas y tirantes

OO.4 Diafragmas de tableros con sección en doble T y apoyos situados bajo las almas

(101) En este caso, los diafragmas están sometidos a esfuerzos generados por la transmisión del cortante en el eje horizontal (figura A21.OO.9) o bien a esfuerzos debidos a la transformación del momento torsor del tablero en un par de esfuerzos, en el caso de que existan dos apoyos (figura A21.OO.10).

(102) De forma general, se puede observar a partir de las figuras A21.OO.9 y A21.OO.10 que el flujo de esfuerzos desde las almas se canaliza directamente hacia los apoyos, sin que aparezcan esfuerzos en la zona central del diafragma. En cambio, los esfuerzos procedentes del ala superior producen esfuerzos sobre el diafragma que tienen que considerarse en el cálculo.

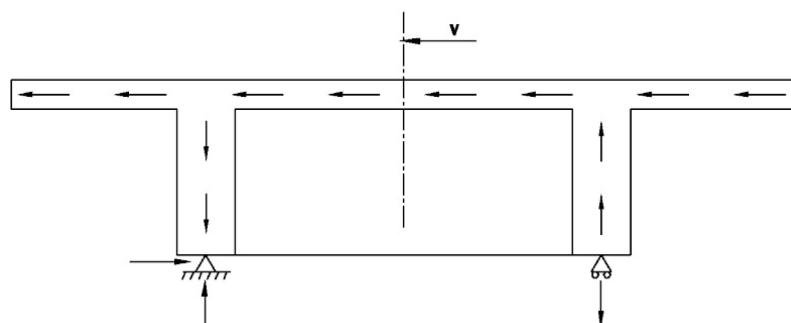


Figura A21.OO.9 Esfuerzo cortante horizontal y reacciones en los apoyos

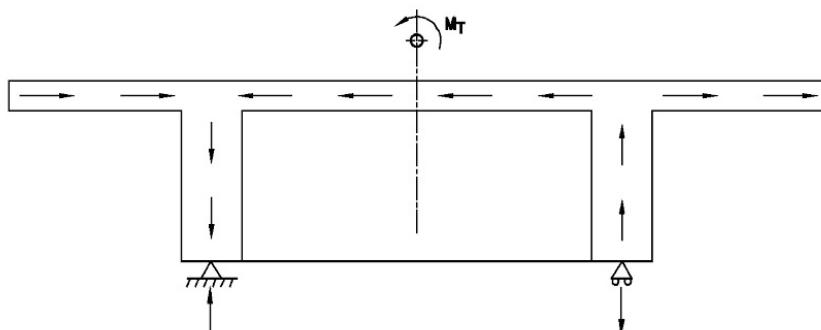


Figura A21.OO.10 Torsión del tablero y reacciones en los apoyos

La figura A21.OO.11 muestra un posible mecanismo resistente que permite dimensionar la armadura necesaria.

En general, si el espesor del diafragma es igual o mayor que la dimensión del área de apoyo en la dirección longitudinal del puente, únicamente será necesario comprobar los nudos de apoyo, de acuerdo con el apartado 6.5 del Anejo 19.

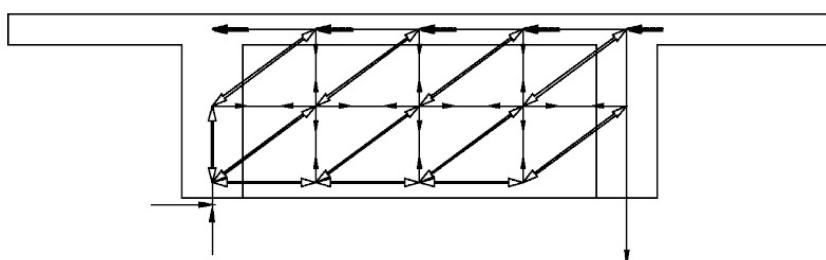
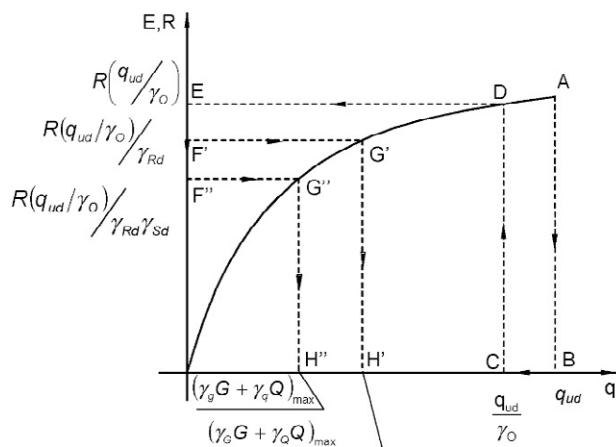


Figura A21.OO.11 Modelo de bielas y tirantes para un diafragma típico de un puente de vigas o puente losa

Apéndice PP Formato de seguridad propuesto para el análisis no lineal

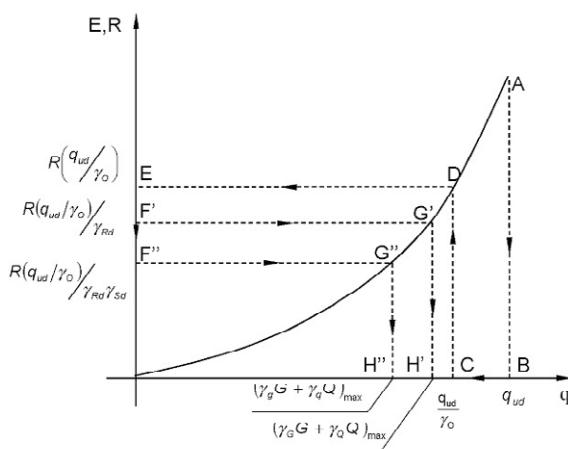
PP.1 Aplicación práctica

(101) En el caso de combinación escalar de esfuerzos, en las figuras A21.PP.1 y A21.PP.2 se muestra de forma esquemática la aplicación en sentido inverso de las inecuaciones 5.102a y 5.102b, para un comportamiento estructural infraproporcional y sobreproporcional, respectivamente.



Punto final en Análisis no Lineal

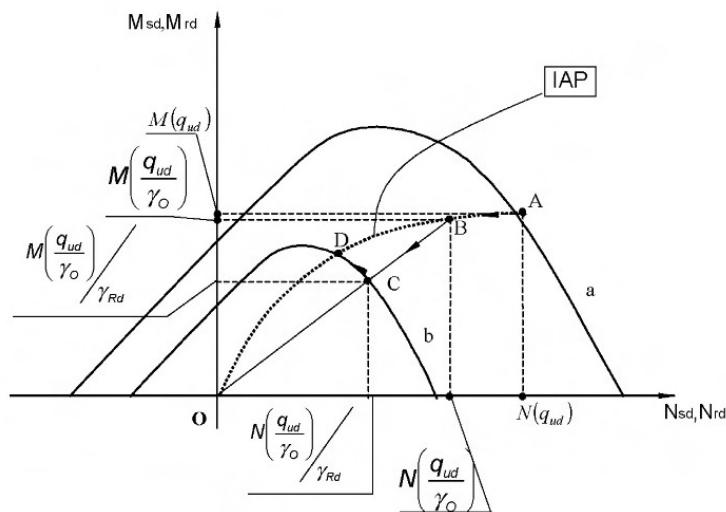
Figura A21.PP.1 Aplicación del formato de seguridad para un comportamiento estructural infraproporcional



A Punto final en Análisis no Lineal

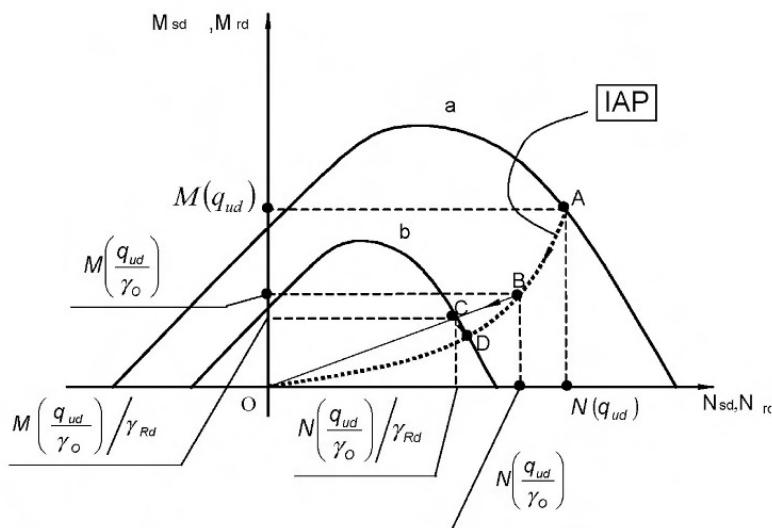
Figura A21.PP.2 Aplicación del formato de seguridad para un comportamiento estructural sobreproporcional

(102) En el caso de combinación vectorial de esfuerzos, en las figuras A21.PP.3 y A21.PP.4 se muestra la aplicación de las inecuaciones 5.102a y 5.102b, para un comportamiento estructural infraproporcional y sobreproporcional, respectivamente. La curva "a" representa la línea de rotura, mientras que la curva "b" se obtiene de forma homotética a la curva "a", aplicando los coeficientes de seguridad γ_{Rd} y γ_o .



A Punto final en Análisis no Lineal
IAP Trayectoria de esfuerzos

Figura A21.PP.3 Aplicación del formato de seguridad para una combinación vectorial \$(M, N)\$ y un comportamiento infraproporcional



A Punto final en Análisis no Lineal
IAP Trayectoria de esfuerzos

Figura A21.PP.4 Aplicación del formato de seguridad para una combinación vectorial \$(M, N)\$ y un comportamiento sobreproporcional

En ambas figuras, el punto D representa la intersección entre la trayectoria de los esfuerzos y el dominio de seguridad "b".

Se tendrá que comprobar que el punto de coordenadas:

$$M(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \text{ y } N(\gamma_G G + \gamma_Q Q)$$

es decir, el punto correspondiente a los esfuerzos (obtenidos como los efectos de las acciones mayoradas), va a permanecer en el interior del dominio de seguridad "b".

Se aplicará un procedimiento equivalente cuando se introduce el coeficiente parcial de seguridad que considera la incertidumbre del modelo γ_{Sa} , pero sustituyendo γ_{Rd} por $\gamma_{Rd} \cdot \gamma_{Sa}$ y γ_G, γ_Q por γ_g, γ_q .

Se aplicará el mismo proceso para la combinación $N/M_x/M_y$ o $n_x/n_y/n_{xy}$.

NOTA: Si se emplea el procedimiento con $\gamma_{Rd} = \gamma_{Sa} = 1$ y $\gamma_{O'} = 1,27$ se satisface la comprobación de seguridad si $M_{Ed} \leq M_{Rd}(q_{ud}/\gamma_{O'})$ y $N_{Ed} \leq N_{Rd}(q_{ud}/\gamma_{O'})$.

Apéndice QQ Propuesta para el control de la fisuración por cortante en las almas

Actualmente, la estimación de la fisuración por cortante en las almas presenta una gran incertidumbre en el modelo.

Cuando se considere necesario comprobar la fisuración por cortante, particularmente para elementos pretensados, se puede determinar la armadura necesaria para el control de la fisuración como se indica a continuación:

1. La resistencia a tracción del hormigón en las almas f_{ctb} , dependiendo de la dirección, debe calcularse mediante la siguiente expresión:

$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_3}{f_{ck}}\right) f_{ctk;0,05} \quad (\text{QQ.101})$$

donde:

f_{ctb} es la resistencia a tracción del hormigón antes de la fisuración en un estado de tensiones biaxial

σ_3 es la mayor tensión principal de compresión, tomada con valor positivo

$$\sigma_3 < 0,6 f_{ck}.$$

2. Se compara la mayor tensión principal de tracción σ_1 en el alma, con la correspondiente resistencia f_{ctb} , obtenida a partir de la expresión (QQ.101).

Si $\sigma_1 < f_{ctb}$, se debe disponer la armadura mínima en la dirección longitudinal, de acuerdo con el apartado 7.3.2.

Si $\sigma_1 \geq f_{ctb}$, se debe controlar el ancho de fisura de acuerdo con el apartado 7.3.3 o, de forma alternativa, calcular y comprobar de acuerdo con los apartados 7.3.4 y 7.3.1, teniendo en cuenta el ángulo de desviación entre la tensión principal y las direcciones de las armaduras.

ANEJO 22**Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales y reglas para edificación****Contenido****1. GENERALIDADES.**

- 1.1 ALCANCE.
 - 1.1.1 *Alcance de los Anejos 22 a 29.*
 - 1.1.2 *Alcance del Anejo 22.*
- 1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA.
- 1.3 HIPÓTESIS.
- 1.5 TÉRMINOS Y DEFINICIONES.
 - 1.5.1 *Pórtico.*
 - 1.5.2 *Subestructura.*
 - 1.5.3 *Tipos de pórticos.*
 - 1.5.4 *Análisis global.*
 - 1.5.5 *Longitud del sistema.*
 - 1.5.6 *Longitud de pandeo.*
 - 1.5.7 *Arrastre por cortante.*
 - 1.5.8 *Cálculo de la capacidad.*
 - 1.5.9 *Perfiles de canto constante.*
- 1.6 NOTACIÓN.
- 1.7 CONVENIO PARA LOS EJES.

2. BASES DE CÁLCULO.

- 2.1 REQUISITOS.
 - 2.1.1 *Requisitos básicos.*
 - 2.1.2 *Gestión de la fiabilidad.*
 - 2.1.3 *Vida útil, durabilidad y resistencia.*
 - 2.1.3.1 Generalidades.
 - 2.1.3.2 Vida útil en edificación.
 - 2.1.3.3 Durabilidad de los edificios.
- 2.2 PRINCIPIOS DE CÁLCULO EN ESTADO LÍMITE.
- 2.3 VARIABLES BÁSICAS.
 - 2.3.1 *Acciones y condiciones ambientales.*
 - 2.3.2 *Propiedades de los materiales y de los productos.*
- 2.4 COMPROBACIÓN POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES.
 - 2.4.1 *Valores de cálculo de las propiedades de los materiales.*
 - 2.4.2 *Valores de cálculo de los parámetros geométricos.*
 - 2.4.3 *Resistencias de cálculo.*
 - 2.4.4 *Comprobación del equilibrio estático.*
- 2.5 CÁLCULO ASISTIDO POR ENSAYOS.

3. MATERIALES.

- 3.1 GENERALIDADES.
- 3.2 ACERO ESTRUCTURAL.
 - 3.2.1 *Propiedades del material.*
 - 3.2.2 *Requisitos de ductilidad.*
 - 3.2.3 *Tenacidad de fractura.*

- 3.2.4 *Propiedades en el sentido del espesor.*
- 3.2.5 *Tolerancias.*
- 3.2.6 *Valores de cálculo de los coeficientes de los materiales.*

3.3 DISPOSITIVOS DE UNIÓN.

- 3.3.1 *Fijaciones.*
- 3.3.2 *Material de aporte en soldaduras.*

3.4 OTROS PRODUCTOS PREFABRICADOS PARA EDIFICACIÓN.

4. DURABILIDAD.

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

5.1 MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA PARA EL ANÁLISIS.

- 5.1.1 *Modelización estructural e hipótesis básicas.*
- 5.1.2 *Modelización de uniones.*
- 5.1.3 *Interacción suelo-estructura.*

5.2 ANÁLISIS GLOBAL.

- 5.2.1 *Efectos de la geometría deformada de la estructura.*
- 5.2.2 *Estabilidad estructural de los pórticos.*

5.3 IMPERFECCIONES.

- 5.3.1 *Bases.*
- 5.3.2 *Imperfecciones para el análisis global de pórticos.*
- 5.3.3 *Imperfecciones para el análisis de los sistemas de arriostramiento.*
- 5.3.4 *Imperfecciones de los elementos.*

5.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS CONSIDERANDO LA NO LINEALIDAD DE LOS MATERIALES.

- 5.4.1 *Generalidades.*
- 5.4.2 *Análisis global elástico.*
- 5.4.3 *Análisis global plástico.*

5.5 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES.

- 5.5.1 *Bases.*
- 5.5.2 *Clasificación.*

5.6 REQUISITOS RELATIVOS A SECCIONES PARA EL ANÁLISIS GLOBAL PLÁSTICO.

6. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.

6.1 GENERALIDADES.

6.2 RESISTENCIA DE LAS SECCIONES.

- 6.2.1 *Generalidades.*
- 6.2.2 *Propiedades de la sección.*
 - 6.2.2.1 Sección bruta.
 - 6.2.2.2 Sección neta.
 - 6.2.2.3 Efectos de arrastre por cortante.
 - 6.2.2.4 Propiedades eficaces de secciones con almas Clase 3 y alas Clases 1 o 2.
 - 6.2.2.5 Propiedades eficaces de la sección de Clase 4.
- 6.2.3 *Tracción.*
- 6.2.4 *Compresión.*
- 6.2.5 *Momento flector.*
- 6.2.6 *Cortante.*
- 6.2.7 *Torsión.*
- 6.2.8 *Flexión y cortante.*

6.2.9 *Flexión y axil.*

- 6.2.9.1 Secciones Clases 1 y 2.
- 6.2.9.2 Secciones Clase 3.
- 6.2.9.3 Secciones Clase 4.

6.2.10 *Flexión, cortante y axil.*

6.3 RESISTENCIA A PANDEO DE LOS ELEMENTOS.

6.3.1 *Elementos de sección constante a compresión.*

- 6.3.1.1 Resistencia a pandeo.
- 6.3.1.2 Curvas de pandeo.
- 6.3.1.3 Esbeltez para el pandeo por flexión.
- 6.3.1.4 Esbeltez para el pandeo por torsión y el pandeo por torsión y flexión.

6.3.2 *Elementos de canto constante a flexión.*

- 6.3.2.1 Resistencia a pandeo.
- 6.3.2.2 Curvas de pandeo lateral por torsión. Caso general.
- 6.3.2.3 Curvas de pandeo lateral para secciones laminadas o secciones soldadas equivalentes.
- 6.3.2.4 Métodos simplificados de comprobación de vigas con arriostramientos laterales en edificios.

6.3.3 *Elementos de sección constante sometidos a flexión y compresión.*6.3.4 *Método general para el pandeo lateral y flexión de elementos estructurales.*6.3.5 *Pandeo lateral de los elementos con rótulas plásticas en edificación.*

- 6.3.5.1 Generalidades.
- 6.3.5.2 Arriostramiento en rótulas plásticas rotadas.
- 6.3.5.3 Verificación de la longitud estable del segmento.

6.4 ELEMENTOS COMPUESTOS COMPRIMIDOS.

6.4.1 *Generalidades.*6.4.2 *Elementos triangulados comprimidos.*

- 6.4.2.1 Resistencia de los componentes de los perfiles triangulados comprimidos.
- 6.4.2.2 Detalles constructivos.

6.4.3 *Elementos empresillados comprimidos.*

- 6.4.3.1 Resistencia de los elementos empresillados comprimidos.
- 6.4.3.2 Detalles constructivos.

6.4.4 *Elementos compuestos próximos.*

7. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

7.1 GENERALIDADES.

7.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO EN EDIFICACIÓN.

7.2.1 *Flechas verticales.*7.2.2 *Flechas horizontales.*7.2.3 *Efectos dinámicos.***APÉNDICE A MÉTODO 1: COEFICIENTES RECOMENDADOS DE INTERACCIÓN k_{ij} PARA LA FÓRMULA DE INTERACCIÓN EN 6.3.3(4).****APÉNDICE B MÉTODO 2: COEFICIENTES RECOMENDADOS DE INTERACCIÓN k_{ij} PARA LA FÓRMULA DE INTERACCIÓN 6.3.3(4).****APÉNDICE AB DISPOSICIONES ADICIONALES DE CÁLCULO RECOMENDADAS EN EDIFICACIÓN.****APÉNDICE BB RECOMENDACIONES SOBRE PANDEO EN ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN.****APÉNDICE C SELECCIÓN DE LA CLASE DE EJECUCIÓN.**

1. Generalidades

1.1 Alcance

1.1.1 Alcance de los Anejos 22 a 29

(1) Los Anejos 22 a 29 son de aplicación en los proyectos de edificación y de obra civil en acero. Cumple con los principios y requisitos de seguridad estructural y aptitud al servicio de las estructuras, con las bases de cálculo y las comprobaciones establecidas en el Anejo 18 Bases de cálculo de estructuras.

(2) Los Anejos 22 a 29 se ocupan únicamente de los requisitos de resistencia, aptitud al servicio, durabilidad y resistencia al fuego de estructuras de acero. No se consideran otros requisitos, como aislamiento térmico o acústico.

(3) Los Anejos 22 a 29 están planteados para su utilización con el resto de este Código Estructural.

NOTA: La numeración de los apartados de este Anejo en ocasiones no es consecutiva, a semejanza de la estructura de la correspondiente norma de Eurocódigo.

1.1.2 Alcance del Anejo 22

(1) Este Anejo proporciona unas reglas básicas para aceros estructurales con un espesor mayor o igual a 3 mm ($t \geq 3 \text{ mm}$). También proporciona disposiciones suplementarias para cálculos de estructuras metálicas en edificación, que se indican con la letra "B" después del número de párrafo.

NOTA: Los perfiles y chapas finas conformados en frío no están considerados.

(2) En este Anejo se tratan las siguientes materias:

Apartado 1: Generalidades.

Apartado 2: Bases del diseño.

Apartado 3: Materiales.

Apartado 4: Durabilidad.

Apartado 5: Análisis estructural.

Apartado 6: Estados Límite Últimos.

Apartado 7: Estados Límite de Servicio.

(3) Los apartados 1 y 2 incluyen requisitos adicionales a los establecidos en el Anejo 18 de este Código Estructural.

(4) El apartado 3 incluye las propiedades de los materiales de los productos hechos con aceros estructurales de aleaciones bajas.

(5) El apartado 4 establece requisitos generales de durabilidad.

(6) El apartado 5 se refiere al análisis estructural de estructuras que para su análisis global se pueden modelizar sus elementos con suficiente precisión, como elementos lineales.

(7) El apartado 6 establece requisitos detallados para el cálculo de secciones y elementos.

(8) El apartado 7 establece requisitos para la aptitud al servicio.

1.2 Normativa de referencia

Las normas citadas en este Anejo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 de este Código Estructural.

1.3 Hipótesis

Además de las hipótesis generales del Anejo 18, así como las recogidas en la reglamentación específica vigente, también serán de aplicación los criterios sobre fabricación y ejecución establecidos en el Capítulo 21 de este Código Estructural.

1.5 Términos y definiciones

- (1) Son de aplicación los criterios del apartado 1.4 del Anejo 18.
- (2) En este anejo se utilizan los siguientes términos y definiciones, cuyos significados se indican a continuación:

1.5.1 Pórtico

Estructura completa o parte de ella, formada por un conjunto de elementos estructurales conectados directamente entre sí, calculados para resistir de forma solidaria las cargas; este término se refiere a celosías reticuladas y articuladas, ya sean planas o tridimensionales.

1.5.2 Subestructura

Pórtico que forma parte de uno mayor, pero es tratado de forma aislada en su análisis estructural.

1.5.3 Tipos de pórticos

Los términos utilizados para distinguir entre los distintos tipos de pórticos son:

- Semirrígido: En la que las propiedades estructurales de los elementos y uniones necesitan una consideración explícita en el análisis global.
- Rígido: En la que solo las propiedades estructurales de los elementos necesitan ser considerados en el análisis global.
- Articulado: En la que no se le pide a las uniones resistir momentos.

1.5.4 Análisis global

La determinación de un conjunto consistente de esfuerzos internos de la estructura, en equilibrio con un conjunto particular de acciones aplicadas sobre ella.

1.5.5 Longitud del sistema

Distancia en un plano dado entre dos puntos adyacentes en el que un elemento tiene coaccionado el movimiento en el plano, o entre un punto y el final del elemento.

1.5.6 Longitud de pandeo

Longitud del sistema de un elemento equivalente biarticulado, con la misma resistencia al momento flector que un segmento o elemento dado.

1.5.7 Arrastre por cortante

Distribución no uniforme del esfuerzo cortante en las alas anchas debido a la deformación por cortante, se tendrá en cuenta en los cálculos usando un ancho eficaz reducido de las alas para las comprobaciones de seguridad.

1.5.8 Cálculo de la capacidad

Método de cálculo que permite alcanzar la capacidad plástica de una sección de un elemento dándole mayor resistencia a sus uniones y elementos conectados al mismo, para que estas no sean puntos débiles que limiten la capacidad del elemento.

1.5.9 Perfiles de canto constante

Perfiles con una sección transversal constante en toda su longitud.

1.6 Notación

- (1) Los siguientes símbolos son de aplicación.
- (2) Los símbolos que aparecen en el articulado y no están incluidos en esta lista se encuentran definidos en su primera aparición.

NOTA: Los símbolos están ordenados por orden de aparición en el texto.

Apartado 1

$x - x$	eje longitudinal del elemento
$y - y$	eje de una sección
$z - z$	eje de una sección
$u - u$	eje principal mayor (cuando no coincide con el eje $y - y$)
$v - v$	eje principal menor (cuando no coincide con el eje $z - z$)
b	ancho de la sección
h	canto de la sección
d	canto de la parte recta del alma
t_w	espesor del alma
t_f	espesor del ala
r	radio
r_1	radio
r_2	radio
t	espesor

Apartado 2

P_k	valor nominal del pretensado impuesto durante el montaje
G_k	valor nominal del efecto de las secciones permanentes
X_k	valores característicos de la propiedad X del material
X_n	valores nominales de la propiedad X del material

R_d	valor de cálculo de la resistencia
R_k	valor característico de la resistencia
γ_M	coeficiente parcial de seguridad (general)
γ_{Mi}	coeficiente parcial de seguridad (particular)
γ_{Mf}	coeficiente de seguridad a fatiga
η	factor de conversión
a_d	valor de cálculo para datos geométricos

Apartado 3

f_y	límite elástico
f_u	tensión última
R_{eH}	límite elástico obtenido de la norma del producto
R_m	tensión última obtenida de la norma del producto
A_0	área de la sección inicial
ε_y	deformación correspondiente al límite elástico
ε_u	deformación correspondiente a la tensión última
Z_{Ed}	valor cálculo de la resistencia del material a desgarro laminar especificado en función de las deformaciones debidas a la restricción de la retracción térmica del material bajo los cordones de soldadura
Z_{Rd}	valor de cálculo de la resistencia del material a desgarro laminar
E	módulo de elasticidad longitudinal
G	módulo de elasticidad transversal
ν	coeficiente de Poisson en régimen elástico
α	coeficiente de dilatación térmica lineal

Apartado 5

α_{cr}	factor por el que la carga de cálculo tendría que ser aumentada para provocar una inestabilidad elástica en el modo global (pandeo global)
F_{Ed}	carga de cálculo sobre la estructura
F_{cr}	carga crítica de inestabilidad global por pandeo elástico de la estructura calculada con las rigideces elásticas iniciales
H_{Ed}	valor de cálculo de la resultante horizontal, incluyendo las fuerzas equivalentes transferidas por la planta (cortante)
V_{Ed}	valor de cálculo de la carga vertical total en la estructura, ejercida sobre el entramado transferida por la planta (reacción de la planta)
$\delta_{H,Ed}$	desplazamiento horizontal relativo entre una planta y la inmediatamente inferior
h	altura de la planta
$\bar{\lambda}$	esbeltez relativa adimensional

N_{Ed}	valor de cálculo del esfuerzo axil
Φ	imperfección inicial de verticalidad
Φ_0	coeficiente valor básico de imperfección inicial de verticalidad
α_h	coeficiente de reducción para la altura h aplicable a columnas
h	altura de la estructura
α_m	coeficiente de reducción por el número de pilares en una fila
m	número de pilares por fila
e_0	máxima imperfección de un elemento
L	longitud del elemento
η_{init}	amplitud del modo elástico crítico de pandeo
η_{cr}	forma de la deformada del modo elástico crítico de pandeo
$e_{0,d}$	valor de cálculo de la amplitud máxima de una imperfección
M_{Rk}	resistencia característica a flexión de la sección crítica
N_{Rk}	resistencia característica a axil de la sección crítica
α	factor de imperfección
$EI\eta''_{cr}$	momento flector producido por la deformada η_{cr} en la sección
χ	factor de reducción para la curva de pandeo considerada
$\alpha_{ult,k}$	mínimo coeficiente de amplificación de las acciones de cálculo para alcanzar la resistencia característica de la sección transversal más crítica del componente estructural considerando su comportamiento en el plano, sin tener en cuenta el pandeo lateral o lateral torsional, pero sí teniendo en cuenta todos los efectos debidos a las deformaciones geométricas e imperfecciones en el plano, globales y locales, cuando estas sean relevantes
α_{cr}	mínimo coeficiente de amplificación para alcanzar el pandeo crítico elástico
q	fuerza equivalente por unidad de longitud
δ_q	flecha del sistema de arriostramiento en el plano de estabilización
q_d	fuerza equivalente de cálculo por unidad de longitud
M_{Ed}	momento flector de cálculo
k	coeficiente para $e_{0,d}$
ε	deformación
σ	tensión
$\sigma_{com,Ed}$	tensión de compresión máxima de cálculo en un elemento
l	longitud
ε	coeficiente dependiente de f_y
c	ancho o canto de una parte de una sección
α	parte de la sección transversal comprimida
ψ	coeficiente de tensión o deformación
k_σ	factor de pandeo transversal o de alabeo

d diámetro exterior de una sección tubular circular

Apartado 6

γ_{M0}	coeficiente parcial de seguridad de la resistencia de la sección para cualquier Clase
γ_{M1}	coeficiente parcial de seguridad de la resistencia de los elementos a inestabilidad evaluada por la comprobación de los elementos
γ_{M2}	coeficiente parcial de seguridad de la resistencia a tracción de la sección en tracción para fracturar
$\sigma_{x,Ed}$	valor de cálculo de la tensión longitudinal en el punto considerado
$\sigma_{z,Ed}$	valor de cálculo de la tensión transversal
τ_{Ed}	valor de cálculo de la tensión tangencial
N_{Ed}	valor de cálculo del esfuerzo axil
$M_{y,Ed}$	valor de cálculo del momento en el eje y-y
$M_{z,Ed}$	valor de cálculo del momento en el eje z-z
N_{Rd}	valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo axil
$M_{y,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a momentos en el eje y-y
$M_{z,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a momentos en el eje z-z
<i>s</i>	es el paso de alternancia, la distancia entre los centros de dos agujeros consecutivos en la secuencia medida paralela al eje del elemento
<i>p</i>	es el espacio de los centros de los mismos agujeros medidos perpendicular al eje del elemento
<i>n</i>	es el número de agujeros existentes en cualquier diagonal o línea en zigzag progresivamente a través del elemento o parte del mismo
d_0	es el diámetro del agujero
e_N	desplazamiento del centro de gravedad del área eficaz A_{eff} respecto del centro de gravedad de la sección bruta del elemento
ΔM_{Ed}	incremento del momento debido al desplazamiento del centro de gravedad del área eficaz respecto del centro de gravedad de la sección bruta
A_{eff}	área eficaz de la sección
$N_{t,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a tracción
$N_{pl,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia plástica a axil de la sección bruta
$N_{u,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia última a axil de la sección neta en los considerando los agujeros de las uniones
A_{net}	Área neta de la sección
$N_{net,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzos normales de la sección neta
$N_{c,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a compresión uniforme, de la sección
$M_{c,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a flexión alrededor del eje principal de la sección
W_{pl}	módulo resistente plástico de la sección

$W_{el,min}$	módulo resistente elástico mínimo de la sección
$W_{eff,min}$	módulo resistente mínimo de la sección eficaz
A_f	área del ala traccionada
$A_{f,net}$	área neta del ala traccionada
V_{Ed}	valor de cálculo del esfuerzo cortante
$V_{c,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante
$V_{pl,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante
A_v	área de cortante
η	coeficiente del área de cortante
S	momento estático de la sección
I	momento de inercia de la sección
A	área de la sección transversal
A_w	área de un alma
A_f	área del ala
T_{Ed}	valor de cálculo de los momentos a torsión totales
T_{Rd}	valor de cálculo de la resistencia a los momentos torsores
$T_{t,Ed}$	valor de cálculo del momento torsor de Saint Venant
$T_{w,Ed}$	valor de cálculo del momento torsor por alabeo
$\tau_{t,Ed}$	valor de cálculo de la tensión tangencial de cálculo debida a la torsión de Saint Venant
$\tau_{w,Ed}$	valor de cálculo de la tensión tangencial de cálculo debida a la torsión por alabeo
$\sigma_{w,Ed}$	valor de cálculo de la tensión normal de cálculo debida al bimomento B_{Ed}
B_{Ed}	valor de cálculo del bimomento
$V_{pl,T,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a cortante plástico reducida por la presencia de momentos torsores
ρ	coeficiente de reducción del valor de cálculo de la resistencia a flexión, considerando la existencia de cortantes
$M_{V,Rd}$	valores de cálculo de la resistencia a flexión, reducida por la presencia de esfuerzos cortantes
$M_{N,Rd}$	valores de cálculo de la resistencia a flexión, reducida por la presencia de esfuerzo axil
n	cociente entre el valor de cálculo a esfuerzo axil y la resistencia plástica a axil de la sección bruta
a	cociente área del alma – área bruta
α	parámetro para introducir el efecto de la flexión biaxial
β	parámetro para introducir el efecto de la flexión biaxial
$e_{N,y}$	desplazamiento del centro de gravedad del área eficaz respecto del centro de gravedad de la sección bruta (eje y-y)

$e_{N,z}$	desplazamiento del centro de gravedad del área eficaz respecto del centro de gravedad de la sección bruta (eje z-z)
$W_{eff,min}$	módulo resistente mínimo de la sección eficaz
$N_{b,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a pandeo para un elemento comprimido
χ	coeficiente de reducción por el modo de pandeo considerado
Φ	valor para determinar el factor de reducción χ
a_0, a, b, c, d	denominación de las curvas de pandeo
N_{cr}	esfuerzo axil crítico elástico para el modo de pandeo considerado calculado con las propiedades de la sección bruta
i	radio de giro según el eje considerado, calculado con las propiedades correspondientes de la sección bruta
λ_1	valor de la esbeltez para determinar la esbeltez relativa
$\bar{\lambda}_T$	esbeltez relativa para pandeo por torsión o por flexo-torsión
$N_{cr,TF}$	esfuerzo axil crítico elástico para pandeo por flexión y torsión
$N_{cr,T}$	esfuerzo axil crítico elástico para pandeo por torsión
$M_{b,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a flexión frente a pandeo lateral
χ_{LT}	coeficiente de reducción para pandeo lateral torsional
Φ_{LT}	valor para determinar el coeficiente de reducción χ_{LT}
α_{LT}	coeficiente de imperfección
$\bar{\lambda}_{LT}$	esbeltez adimensional para pandeo lateral torsional
M_{cr}	momento elástico crítico para pandeo lateral torsional
$\bar{\lambda}_{LT,0}$	longitud para las curvas de pandeo lateral torsional para perfiles laminados y soldados
β	coeficiente de corrección para las curvas de pandeo lateral torsional para perfiles laminados y soldados
$\chi_{LT,mod}$	coeficiente de reducción modificado para pandeo lateral torsional
f	factor de modificación para χ_{LT}
k_c	coeficiente de corrección por la distribución de momentos
Ψ	relación entre momentos extremos de un segmento
L_c	longitud entre coacciones laterales
$\bar{\lambda}_f$	esbeltez del ala comprimida equivalente
$i_{f,z}$	radio de giro del ala comprimida alrededor del eje débil de la sección
$I_{eff,f}$	momento de inercia del área del ala comprimida reducida sobre el eje débil de la sección
$A_{eff,f}$	área eficaz del ala de compresión
$A_{eff,w,c}$	área eficaz de la parte comprimida del alma
$\overline{\lambda}_{c0}$	parámetro de esbeltez
k_{fl}	coeficiente de corrección

$\Delta M_{y,Ed}$	momento debido al desplazamiento del centro de gravedad del eje y-y
$\Delta M_{z,Ed}$	momento debido al desplazamiento del centro de gravedad del eje z-z
χ_y	coeficiente de reducción debido al pandeo por flexión del eje y-y
χ_z	coeficiente de reducción debido al pandeo por flexión del eje z-z
k_{yy}	coeficiente de interacción
k_{yz}	coeficiente de interacción
k_{zy}	coeficiente de interacción
k_{zz}	coeficiente de interacción
$\overline{\lambda}_{op}$	esbeltez adimensional global de un componente estructural para pandeo fuera de su plano
χ_{op}	coeficiente de reducción de la esbeltez adimensional $\overline{\lambda}_{op}$
$\alpha_{ult,k}$	factor mínimo de amplificación de las cargas de cálculo para alcanzar la resistencia máxima característica de la sección más crítica
$\alpha_{cr,op}$	factor mínimo de amplificación de las cargas situadas sobre un plano para alcanzar la carga crítica elástica del componente estructural con respecto al pandeo fuera del plano
N_{Rk}	valor característico de la resistencia a compresión
$M_{y,Rk}$	valor característico de la resistencia a momento flector alrededor del eje y-y
$M_{z,Rk}$	valor característico de la resistencia a momento flector alrededor del eje z-z
Q_m	fuerza local aplicada en cada elemento estabilizado en las rótulas plásticas
L_{stable}	longitud estable del segmento
L_{ch}	longitud de pandeo del cordón
h_0	distancia de los centros de los cordones de un pilar compuesto
a	distancia entre arriostramientos de los cordones
α	ángulo entre ejes de los cordones y las triangulaciones
i_{min}	mínimo radio de giro de los ángulos
A_{ch}	área de un cordón de un pilar compuesto
$N_{ch,Ed}$	valor de cálculo del esfuerzo de un cordón en el medio de un elemento compuesto
M_{Ed}^I	valor de cálculo del momento máximo de primer orden en el medio de un elemento compuesto
I_{eff}	momento de inercia eficaz del área del elemento compuesto
S_v	rigidez a cortante de la triangulación usada para el enlace o del panel empesillado
n	número de planos triangulados o presillas
A_d	área de una diagonal de un elemento compuesto
d	longitud de una diagonal de un elemento compuesto
A_V	área de un montante (o elemento transversal) de un pilar compuesto
I_{ch}	momento de inercia en el plano de un cordón

I_b	momento de inercia en el plano de una presilla
μ	coeficiente de eficacia
i_y	radio de giro del eje y-y

Apéndice A

C_{my}	coeficiente para la obtención de la distribución uniforme del momento equivalente
C_{mz}	coeficiente para la obtención de la distribución uniforme del momento equivalente
C_{mLT}	coeficiente para la obtención de la distribución uniforme del momento equivalente
μ_y	coeficiente
μ_z	coeficiente
$N_{cr,y}$	esfuerzo axil crítico elástico por pandeo por flexión alrededor del eje y-y
$N_{cr,z}$	esfuerzo axil crítico elástico por pandeo por flexión alrededor del eje z-z
C_{yy}	coeficiente
C_{yz}	coeficiente
C_{zy}	coeficiente
C_{zz}	coeficiente
w_y	coeficiente
w_z	coeficiente
n_{pl}	coeficiente
$\bar{\lambda}_{max}$	máximo de $\bar{\lambda}_y$ y $\bar{\lambda}_z$
b_{LT}	coeficiente
c_{LT}	coeficiente
d_{LT}	coeficiente
e_{LT}	coeficiente
Ψ_y	relación de los momentos extremos del segmento (eje y - y)
$C_{my,0}$	coeficiente
$C_{mz,0}$	coeficiente
a_{LT}	coeficiente
I_t	constante a torsión de Saint Venant
I_y	inercia a flexión alrededor del eje y-y
$C1$	relación entre el momento crítico de flexión (el valor mayor a lo largo del elemento) y el momento de flexión
$M_{i,Ed}(x)$	momento máximo de primer orden
$ \delta_x $	desplazamiento máximo del elemento a lo largo del mismo

Apéndice B

α_s	coeficiente, s=positivo
α_h	coeficiente, h=negativo
C_m	coeficiente para la obtención de la distribución uniforme del momento equivalente

Apéndice AB

γ_G	coeficiente parcial de seguridad para cargas permanentes
G_k	valor característico de las cargas permanentes
γ_Q	coeficiente parcial de seguridad para cargas variables
Q_k	valor característico de las cargas variables

Apéndice BB

$\bar{\lambda}_{eff,v}$	esbeltez adimensional efectiva para el pandeo alrededor del eje v-v
$\bar{\lambda}_{eff,y}$	esbeltez adimensional efectiva para el pandeo alrededor del eje y-y
$\bar{\lambda}_{eff,z}$	esbeltez adimensional efectiva para el pandeo alrededor del eje z-z
L	longitud del sistema
L_{cr}	longitud de pandeo
S	resistencia a cortante proporcionada por el laminado
I_w	constante de alabeo
$C_{\vartheta,k}$	rigidez al giro de la viga producida por el arriostramiento y las uniones
K_v	coeficiente para considerar el tipo de análisis
K_ϑ	factor que tiene en cuenta las distribuciones de momentos y el tipo de coacción
$C_{\vartheta R,k}$	rigidez al giro de la unión entre la viga y el arriostramiento estabilizante suponiendo una unión rígida al elemento
$C_{\vartheta C,k}$	rigidez al giro de la unión entre la viga y el arriostramiento estabilizante
$C_{\vartheta D,k}$	rigidez al giro obtenida de un análisis de las distorsiones de la sección transversal de la viga
L_m	longitud estable entre coacciones laterales adyacentes
L_k	longitud estable entre coacciones a torsión adyacentes
L_s	longitud estable entre rótulas plásticas y coacciones a torsión adyacentes
C_l	coeficiente de modificación para distribución de los momentos
C_m	coeficiente de modificación para gradiente lineal de los momentos
C_n	coeficiente de modificación para gradiente no lineal de los momentos
a	distancia entre el centro del elemento con las rótulas plásticas y el centro del elemento de arriostramiento
B_0	coeficiente
B_1	coeficiente
B_2	coeficiente

η	cociente de valores elásticos críticos de esfuerzos axiles
i_s	radio de giro respecto del centro de gravedad del elemento arriostrado
β_t	relación entre el menor momento, en valor absoluto, en uno de los extremos del elemento y el momento mayor en el extremo opuesto
R_1	momento en un punto localizado del elemento
R_2	momento en un punto localizado del elemento
R_3	momento en un punto localizado del elemento
R_4	momento en un punto localizado del elemento
R_5	momento en un punto localizado del elemento
R_E	momento en un punto localizado del elemento
R_s	máximo valor del momento flector en cualquier punto de la longitud L_y
c	coeficiente de canto variable
h_h	canto adicional de la cartela o elemento de refuerzo
h_{max}	canto máximo de la sección en la longitud L_y
h_{min}	canto mínimo de la sección en la longitud L_y
h_s	canto vertical de la sección no acartelada
L_h	longitud de la cartela en la longitud L_y
L_y	longitud entre coacciones

1.7 Convenio para los ejes

(1) El convenio para los ejes de los elementos es:

- | | |
|---------|---------------------------------|
| $x - x$ | - directriz del elemento |
| $y - y$ | - eje de la sección transversal |
| $z - z$ | - eje de la sección transversal |

(2) Para elementos metálicos, el convenio aplicado para los ejes de las secciones transversales es:

- generalmente:

- | | |
|---------|--|
| $y - y$ | - eje de la sección paralelo a las alas |
| $z - z$ | - eje de la sección perpendicular a las alas |

- para secciones angulares:

- | | |
|---------|---|
| $y - y$ | - eje paralelo al lado más pequeño |
| $z - z$ | - eje perpendicular al lado más pequeño |

- cuando sea necesario:

- | | |
|---------|--|
| $u - u$ | - eje principal mayor (cuando no coincide con el eje $y - y$) |
| $v - v$ | - eje principal menor (cuando no coincide con el eje $z - z$) |

(3) Los símbolos utilizados para las dimensiones y los ejes de los perfiles laminados se indican en la figura A22.1.1.

(4) El convenio de ejes indicados en los subíndices de los momentos es: "Utilizar el eje sobre el cual actúa el momento".

NOTA: Todas los criterios establecidos en este anexo se refieren a las propiedades de los ejes principales, los cuales se definen generalmente como los ejes $y - y$ $z - z$, pero para secciones tales como angulares se definen por los ejes $u - u$ y $v - v$.

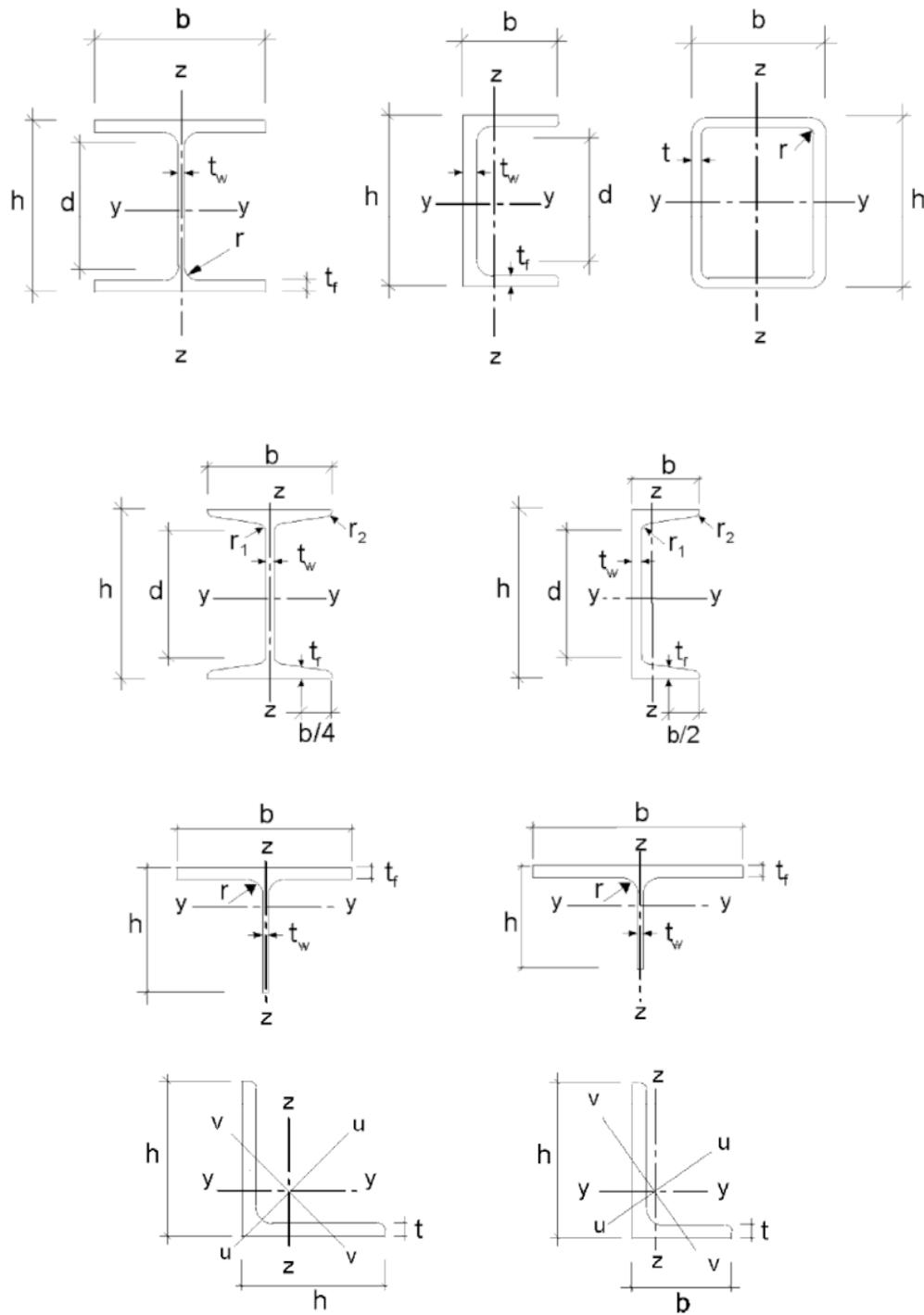


Figura A22.1.1 Dimensiones y ejes de las secciones

2. Bases de Cálculo

2.1 Requisitos

2.1.1 Requisitos básicos

- (1) El proyecto de las estructuras de acero deberá estar de acuerdo con los criterios generales establecidos en el Anejo 18 o en la reglamentación específica vigente.
- (2) También deberán aplicarse las disposiciones suplementarias para estructuras de acero dadas en este apartado.
- (3) Deberán considerarse que se cumplen los requisitos básicos del Artículo 5 del Código Estructural donde los cálculos de estados límite se combinen con el método de los coeficientes parciales y la combinación de acciones establecidas en el Anejo 18 junto con las acciones establecidas en la reglamentación específica vigente.
- (4) Deberán aplicarse los requisitos para resistencia, servicio y durabilidad establecidos en los Anejos 22 a 29.

2.1.2 Gestión de la fiabilidad

- (1) Cuando se requieran distintos niveles de fiabilidad, éstos deberán ser acordes con el Capítulo 21 del Código Estructural y los Apéndices B y C del Anejo 18, con una elección apropiada de la gestión de la calidad en proyecto y ejecución, de acuerdo con los Capítulos 22 y 24 de este Código Estructural.

2.1.3 Vida útil, durabilidad y resistencia

2.1.3.1 Generalidades

- (1) Dependiendo del tipo de acción que afecte a la durabilidad y a la vida útil (véase el Anejo 18), las estructuras de acero deberán:

- calcularse contra la corrosión mediante:
 - o protección apropiada de la superficie (de acuerdo al Artículo 95 del Código Estructural);
 - o uso de acero pasivado;
 - o uso de acero inoxidable (véase el Anejo 24);
- empleo de detalles adecuados para alcanzar suficiente resistencia a fatiga (véase el Anejo 27);
- calcularse frente a desgaste;
- calcularse frente a acciones accidentales (véase la reglamentación específica vigente);
- inspeccionarse y mantenerse.

2.1.3.2 Vida útil en edificación

- (1)B La vida útil deberá tomarse como el periodo de la estructura de un edificio en el que se espera que se le un determinado uso.
- (2)B Para las especificaciones de la vida útil previsto para cada edificio, véase la tabla A18.2.1 del Anejo 18.
- (3)B Para aquellos elementos que no puedan proyectarse para el total de la vida útil del edificio, véase el apartado 2.1.3.3(3)B.

2.1.3.3 Durabilidad de los edificios

- (1)B Para garantizar la durabilidad, los edificios y sus componentes deberán calcularse tanto frente a acciones ambientales como a fatiga si fuera necesario o protegerlos de sus efectos.
- (2)B En aquellos casos en los que los defectos de deterioro del material, corrosión o fatiga sean relevantes, deberán tenerse en cuenta mediante la apropiada elección del material, véanse los Anejos 24 y 28; y para detalles constructivos véase el Anejo 27, o mediante redundancia estructural y la elección de un apropiado sistema de protección ante la corrosión.
- (3)B En aquellos edificios que contengan elementos que tengan que ser sustituidos (como apoyos en zonas de asientos), la posible reposición debe comprobarse como una situación de proyecto transitoria.

2.2 Principios de cálculo en estado límite

- (1) La resistencia de las secciones y los elementos especificados en los Anejos 22 a 29 para los estados límite últimos como se definen en el apartado 3.3 del Anejo 18 están basados en ensayos en los que los materiales demuestran suficiente ductilidad como para aplicarles modelos de cálculo simplificados.
- (2) La resistencia especificada en estos anejos podrá utilizarse en consecuencia cuando las condiciones de los materiales cumplan con el apartado 3.

2.3 Variables básicas

2.3.1 Acciones y condiciones ambientales

- (1) Las acciones a tener en cuenta en el cálculo de estructuras de acero, así como la combinación de estas acciones y los coeficientes parciales deberán tomarse de la reglamentación específica vigente.
- NOTA 2B: Para cargas proporcionales para aproximación por incrementos, véase el Apéndice AB.1.
- NOTA 3B: Para una distribución de cargas simplificadas, véase el Apéndice AB.2.
- (2) Las acciones a considerar en la fase de construcción deberá tomarse de la reglamentación específica vigente.
- (3) Cuando se necesite considerar los efectos debidos a asientos diferenciales o absolutos previstos, deberán utilizarse las mejores estimaciones de las deformaciones impuestas.
- (4) Los efectos producidos por asientos irregulares, deformaciones impuestas u otras formas de tensiones impuestas durante la construcción deberán tenerse en cuenta mediante su valor nominal P_k como acciones permanentes y agrupadas con otras acciones permanentes G_k como una única acción ($P_k + G_k$).
- (5) Las acciones de fatiga no definidas en la reglamentación específica vigente deberán determinarse de acuerdo al Apéndice A de Anejo 27 del Código Estructural.

2.3.2 Propiedades de los materiales y de los productos

- (1) Las propiedades de los materiales de acero y otros productos de la construcción y los parámetros geométricos que vayan a utilizarse en el proyecto deberán seguir las especificaciones de este Código Estructural.

2.4 Comprobación por el método de los coeficientes parciales

2.4.1 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales

(1) Para el proyecto de las estructuras de acero, se utilizarán los valores característicos X_k o los valores nominales X_n de las propiedades de los materiales, según se indica en los Anexos 22 a 29 del Código Estructural.

2.4.2 Valores de cálculo de los parámetros geométricos

(1) Los parámetros geométricos de las secciones y de los sistemas pueden tomarse de las normas de producto armonizadas o de los planos de ejecución del Capítulo 21 del Código Estructural, tratados como valores nominales.

(2) Los valores de cálculo de las imperfecciones especificadas en esta norma son las imperfecciones geométricas equivalentes que tienen en cuenta los efectos de:

- imperfecciones geométricas dentro de las tolerancias geométricas admitidas por este Código Estructural;
- imperfecciones estructurales debidas a fabricación y montaje;
- tensiones residuales;
- variación del límite elástico.

2.4.3 Resistencias de cálculo

(1) Para estructuras de acero, son de aplicación las ecuaciones (6.6c) o (6.6d) del Anejo 18 del Código Estructural:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} = \frac{1}{\gamma_M} R_k (\eta_1 X_{k,1}; \eta_i X_{k,i}; a_d) \quad (2.1)$$

donde:

R_k es el valor característico de la resistencia particular determinada con valores nominales o característicos para las propiedades del material y dimensiones

γ_M es el coeficiente parcial de seguridad.

NOTA: Para las definiciones de η_1 , $X_{k,1}$, η_i , $X_{k,i}$ y a_d véase el Anejo 18 del Código Estructural.

2.4.4 Comprobación del equilibrio estático

(1) El formato de fiabilidad de aplicación en situaciones de cálculo equivalentes al estado de equilibrio estático, como son el cálculo de anclajes permanentes o la comprobación del levantamiento de apoyos en vigas continuas, se adoptará de acuerdo a la legislación específica vigente.

2.5 Cálculo asistido por ensayos

(1) Las resistencias R_k para esta norma deberán calcularse siguiendo el Apéndice D del Anejo 18 del Código Estructural.

(2) Para las clases recomendadas de los coeficientes parciales constantes γ_{Mi} , los valores característicos se obtendrán por la fórmula:

$$R_k = \gamma_{Mi} R_d \quad (2.2)$$

donde:

R_d son las resistencias de cálculo de acuerdo al Apéndice D del Anejo 18 del Código Estructural

γ_{Mi} son los coeficientes de seguridad.

NOTA 1: Los valores numéricos de los coeficientes de seguridad γ_{Mi} se han determinado de forma que el valor de la resistencia característica sea de un cuantil del 5% para un número infinito de ensayos.

NOTA 2: Para valores característicos de la resistencia a fatiga y los coeficientes parciales de seguridad γ_{Mf} a fatiga, véase el Anejo 27 del Código Estructural.

NOTA 3: Para los valores característicos de la tenacidad de fractura para la comprobación de seguridad frente a rotura frágil, véase el Anejo 28 del Código Estructural.

(3) Cuando la resistencia característica de elementos prefabricados deba determinarse mediante ensayos, se seguirá el procedimiento indicado en (2).

3. Materiales

3.1 Generalidades

(1) Los valores nominales de las propiedades de los materiales presentados en este apartado deberán adoptarse como valores característicos en los cálculos de proyecto.

(2) Este anexo cubre los proyectos de estructuras de acero fabricadas con alguno de los aceros conformados que aparecen en el Artículo 83 del Código Estructural.

(3) Se tendrá en cuenta lo establecido en el Capítulo 18 de este Código Estructural.

3.2 Acero estructural

3.2.1 Propiedades del material

(1) Para acero estructural los valores nominales del límite elástico f_y y de la tensión de rotura f_u adoptados pueden ser obtenidos por alguno de los métodos siguientes:

- adoptando los valores $f_y=R_{eH}$ y $f_u=R_m$ de acuerdo al Capítulo 18 del Código Estructural,
- usando los valores de la tabla A22.3.1.

3.2.2 Requisitos de ductilidad

(1) Para aceros se exige una ductilidad mínima según se recoge en el apartado 82.3 del Código Estructural.

(2) Se deberá considerar que los aceros indicados en la tabla A22.3.1 cumplen estos requisitos.

3.2.3 Tenacidad de fractura

Sin perjuicio de lo establecido en el apartado 82.5.4 del Código Estructural, se tendrán en cuenta los siguientes aspectos.

(1) El material deberá tener suficiente tenacidad a fractura como para evitar roturas frágiles de los elementos traccionados a la temperatura mínima de servicio estimada durante la vida útil de la estructura.

La temperatura mínima de servicio a considerar puede tomarse como la temperatura mínima absoluta registrada en el lugar de emplazamiento de la estructura durante los 50 años anteriores.

A falta de otros datos, pueden tomarse los valores publicados por el Instituto Nacional de Meteorología para la estación más cercana al emplazamiento, restando 0,5°C por cada 100 metros de aumento de altitud, o sumando 0,5°C por cada 100 metros de reducción de altitud.

(2) No serán necesarias más comprobaciones de la fragilidad de la fractura si se cumplen las condiciones indicadas en el Anejo 28 del Código Estructural para la temperatura mínima.

(3)B Para elementos sometidos a compresión en edificación, deberá tomarse una tenacidad mínima adecuada. Se utilizará el valor establecido en la tabla A28.2.1 del Anejo 28 del Código Estructural, para el caso de $\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$, si bien se limita su empleo a aceros S 460 o de menor límite elástico.

(4) Para la selección de aceros en elementos galvanizados en caliente véase la norma UNE-EN ISO 1461.

Tabla A22.3.1 Valores nominales del límite elástico y de la tensión de rotura para acero estructural laminado en caliente y perfiles tubulares.

Norma y tipo de acero	Espesor nominal t (mm)			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
UNE-EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550
UNE-EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNE-EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNE-EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	490	335	490
UNE-EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
UNE-EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNE-EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

3.2.4 Propiedades en el sentido del espesor

(1) Se tendrá en cuenta lo establecido en el apartado 83.2.5 de este Código Estructural.

NOTA 1: La guía para la elección de las propiedades en el sentido del espesor se proporciona en el Anejo 28 del Código Estructural.

NOTA 2B: Debe prestarse especial atención en uniones soldadas viga-columna y en chapas de testa soldadas con tracciones en el sentido del espesor.

En el caso de edificación, se podrá adoptar la equivalencia proporcionada por la tabla A22.3.2 para establecer la calidad necesaria del acero de acuerdo con la norma UNE-EN 10164 en función del valor requerido de Z_{Ed} que, a su vez, se determinará de acuerdo con el apartado 3.2(2) del Anejo 28.

Tabla A22.3.2 Elección de la clase de calidad de acuerdo con UNE-EN 10164

Valor requerido de Z_{Ed} de acuerdo con el Anejo 28	Valor requerido de Z_{Rd} expresado en términos de los valores de cálculo de Z , de acuerdo con UNE-EN 10164
$Z_{Ed} \leq 10$	-
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	Z 15
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	Z 25
$Z_{Ed} > 30$	Z 35

3.2.5 Tolerancias

(1) Las tolerancias de dimensiones y masa de secciones de acero laminado, perfiles tubulares estructurales y chapas deberán estar de acuerdo con este Código Estructural y con el Documento de Evaluación Europeo (DEE) correspondiente, salvo que se prescriban tolerancias más exigentes.

(2) Para componentes soldados, deberán aplicarse las tolerancias que se establecen en este Código.
(3) Se deben utilizar los valores nominales de las dimensiones para el cálculo y análisis estructural.

3.2.6 Valores de cálculo de los coeficientes de los materiales

(1) Los valores de cálculo de los coeficientes de los materiales para los aceros estructurales contemplados en este anexo deben tomarse como se indica a continuación:

- Módulo de elasticidad $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de elasticidad transversal $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81.000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson en régimen elástico $\nu = 0,3$
- Coeficiente de dilatación térmica lineal $\alpha = 12 \times 10^{-6} [\text{K}^{-1}]$ (para $T \leq 100^\circ\text{C}$)

NOTA: Para el cálculo de los efectos estructurales que produce una diferencia de temperaturas en estructuras mixtas según los Anejos 30 a 32 del Código Estructural, se toma como valor coeficiente de dilatación térmica lineal $\alpha = 10 \times 10^{-6} [\text{K}^{-1}]$.

3.3 Dispositivos de unión

3.3.1 Fijaciones

(1) Los requisitos relativos a las fijaciones se establecen en el Anejo 26 del Código Estructural.

3.3.2 Material de aporte en soldaduras

(1) Los requisitos relativos al material de aporte de la soldadura se establecen en el Anejo 26 del Código Estructural.

3.4 Otros productos prefabricados para edificación

(1)B Cualquier elemento de construcción acabado o semi-acabado empleado en el proyecto de estructuras de edificios debe cumplir lo establecido en este Código Estructural.

4. Durabilidad

(1) Los requisitos fundamentales concernientes a la durabilidad se establecen en el Capítulo 19 del Código Estructural.

(2) Los medios de ejecución del tratamiento de protección realizados “*in situ*” o fuera de la obra deberán estar de acuerdo con el Artículo 95 del Código Estructural.

(3) Las zonas susceptibles a corrosión, desgaste mecánico o fatiga deben proyectarse de forma tal que la inspección, el mantenimiento y la reconstrucción puedan llevarse a cabo satisfactoriamente y que el acceso en servicio sea posible para inspección y mantenimiento.

(4)B En el caso de estructuras de edificación, normalmente no es necesario considerar la fatiga, salvo en los siguientes casos:

- a) Elementos de soporte de dispositivos de elevación o cargas de rodadura.
- b) Elementos sometidos a tensiones cíclicas producidas por maquinaria vibratoria.
- c) Elementos sometidos a vibraciones producidas por el viento.
- d) Elementos sometidos a vibraciones producidas por aglomeración de personas.

(5) Para aquellos elementos que no puedan inspeccionarse, los efectos eventuales de la corrosión deberán considerarse de manera apropiada.

(6)B La aplicación de una protección ante la corrosión no es necesaria en estructuras de edificación interiores, siempre que la humedad relativa interna no supere 80%.

5. Análisis estructural

5.1 Modelización de la estructura para el análisis

5.1.1 Modelización estructural e hipótesis básicas

(1) El análisis estructural debe basarse en modelos de cálculo de la estructura que sean adecuados para el estado límite considerado.

(2) El modelo de cálculo y las hipótesis básicas para los cálculos deben reflejar el comportamiento estructural en el estado límite correspondiente con una precisión adecuada, así como reflejar el tipo de comportamiento esperado de la sección, los elementos, las uniones y los apoyos.

(3) El método utilizado para el análisis debe ser coherente con las hipótesis de cálculo adoptadas.

(4)B Véase también el Anejo 25 del Código Estructural para el modelo de cálculo e hipótesis fundamentales para los componentes en edificación.

NOTA: Los cables y tirantes no están considerados en este anexo.

5.1.2 Modelización de uniones

(1) Generalmente, se pueden despreciar los efectos del comportamiento de las uniones sobre la distribución de las solicitudes en una estructura, así como dichos efectos sobre las deformaciones globales de la estructura. Por el contrario, deben considerarse estos efectos cuando sean significativos (por ejemplo en el caso de uniones semi-continuas), véase el Anejo 26 del Código Estructural.

(2) Para determinar si se deben tener en cuenta en el análisis los efectos del comportamiento de las uniones, se pueden distinguir tres tipos de uniones siguientes, véase el apartado 5.1.1 del Anejo 26 del Código Estructural:

- articulada, para la cual se puede suponer que la unión no transmite momentos flectores,
- continua, para la cual se puede suponer que el comportamiento de la unión no tiene efectos sobre el análisis,
- semi-continua, para la cual es necesario tener en cuenta el comportamiento de la unión en el análisis.

(3) El Anejo 26 del Código Estructural recoge los requisitos para los distintos tipos de uniones.

5.1.3 Interacción suelo-estructura

(1) Las propiedades de deformación de los apoyos deben considerarse en el análisis cuando sus efectos sean significativos.

5.2 Análisis global

5.2.1 Efectos de la geometría deformada de la estructura

(1) En general, las solicitudes se pueden obtener utilizando uno de los dos métodos siguientes:

- un análisis de primer orden, con la geometría inicial de la estructura, o
- un análisis de segundo orden, teniendo en cuenta la influencia de la deformación de la estructura.

(2) Los efectos de la geometría deformada (efectos de segundo orden) deben tenerse en cuenta si incrementan significativamente los efectos de las acciones o modifican significativamente el comportamiento estructural.

(3) Si el incremento de las solicitudes o cualquier otro cambio en el comportamiento estructural producido por las deformaciones puede despreciarse, se puede utilizar el análisis de primer orden en la estructura, si se cumple el siguiente criterio:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{para el análisis elástico}$$
$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{para el análisis plástico} \quad (5.1)$$

donde:

α_{cr} es el coeficiente por el que es necesario multiplicar las cargas de cálculo para producir una inestabilidad elástica del modo de pandeo global de la estructura

F_{Ed} es la carga de cálculo que actúa sobre la estructura

F_{cr} es la carga crítica de pandeo elástico que produce una inestabilidad del modo de pandeo global, calculada con las rigideces elásticas iniciales.

NOTA: En la ecuación (5.1) se establece un límite mayor de α_{cr} para el análisis plástico, debido a que el comportamiento estructural puede verse afectado por las propiedades no lineales de los materiales en el estado límite último (por ejemplo donde un pórtico forma rótulas plásticas con redistribución de momentos o cuando se produzcan deformaciones no lineales de uniones semirrígidas).

(4)B Los pórticos de cubiertas poco inclinadas y los pórticos planos convencionales en edificación se pueden comprobar, frente a un modo de fallo traslacional, utilizando un análisis de primer orden, si se cumple el criterio (5.1) para todas las plantas. En estas estructuras, el término α_{cr} se puede calcular con la siguiente fórmula aproximada, siempre que el esfuerzo axil de compresión en los dinteles no sea significativo.

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (5.2)$$

donde:

H_{Ed} es el valor de cálculo de la carga horizontal total, incluyendo las fuerzas equivalentes transferidas por la planta (cortante) ejercidas sobre la estructura por encima de dicho nivel, véase el apartado 5.3.2(7)

V_{Ed} es el valor de cálculo de la carga vertical total ejercida sobre el entramado transferida por la planta (reacción de la planta)

$\delta_{H,Ed}$ es el desplazamiento horizontal relativo del nivel superior de la planta con respecto al nivel inferior de la planta, cuando la estructura está sometida a las cargas horizontales de cálculo (como el viento) y a las cargas horizontales ficticias aplicadas en cada forjado

h es la altura de la planta.

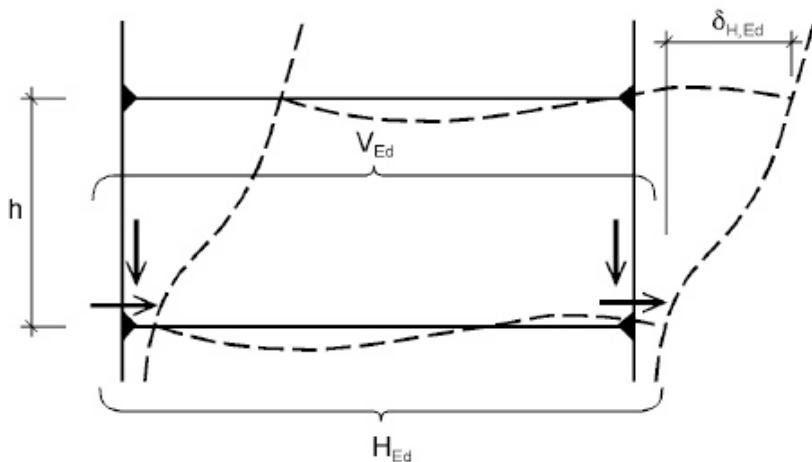


Figura A22.5.1 Notación para el apartado 5.2.1(4)

NOTA 1B: Para la aplicación de (4)B, en ausencia de información más detallada, se puede suponer que la pendiente de una cubierta es baja si no supera la relación 1:2 (26°).

NOTA 2B: Para la aplicación de (4)B, en ausencia de información más detallada, se puede suponer que el esfuerzo axil de compresión en las vigas o correas es significativo si:

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{A_f y}{N_{Ed}}} \quad (5.3)$$

donde:

N_{Ed} es el valor de cálculo para la fuerza de compresión axial

$\bar{\lambda}$ es la esbeltez adimensional en el plano de cálculo de las vigas o correas considerado, obtenida a partir de su longitud real y bajo la hipótesis de extremos articulados.

(5) Se deben tener en cuenta los efectos del arrastre por cortante y del pandeo local sobre la rigidez si influyen de forma significativa en el análisis global, véase el Anejo 25 del Código Estructural.

NOTA: Para secciones soldadas y perfiles laminados de dimensiones similares, los efectos del arrastre por cortante pueden despreciarse.

(6) Los efectos sobre el análisis global del deslizamiento en los agujeros y otras deformaciones similares en los dispositivos de ensamblaje, tales como pernos y barras de anclaje, se deben considerar cuando sean significativos.

5.2.2 Estabilidad estructural de los pórticos

(1) Si, de acuerdo con el apartado 5.2.1, se ha considerado la deformación de la estructura, deben aplicarse los puntos (2) a (6) para considerar dichos efectos y comprobar la estabilidad estructural.

(2) La comprobación de la estabilidad de los pórticos o sus partes debe realizarse considerando las imperfecciones y los efectos de segundo orden.

(3) En función del tipo de pórtico y del tipo de análisis global, se pueden tratar los efectos de segundo orden y las imperfecciones por uno de los siguientes métodos:

a) considerando ambos en su totalidad, por medio del análisis global,

b) considerándolos en parte por el análisis global y en parte por la comprobación individual de la estabilidad de los elementos aislados, de acuerdo con el apartado 6.3,

c) para ciertos casos básicos, mediante comprobaciones individuales de la estabilidad en elementos aislados equivalentes, según se establece en el apartado 6.3, utilizando las longitudes de pandeo adecuadas con el modo de pandeo global de la estructura.

(4) Los efectos de segundo orden pueden considerarse mediante un análisis adecuado de la estructura (incluyendo procedimientos paso a paso u otros iterativos). En el caso de pórticos en los que el primer modo de pandeo traslacional sea predominante, debe realizarse un análisis elástico en primer orden, con la posterior amplificación de los efectos de las acciones correspondientes (por ejemplo los momentos flectores), por medio de coeficientes adecuados.

(5)B En pórticos de una sola planta en edificación, proyectados a partir de un análisis elástico global, se pueden considerar los efectos de segundo orden de deformación lateral debidos a cargas verticales, multiplicando las cargas horizontales H_{Ed} (como el viento), las cargas equivalentes $V_{Ed}\Phi$ debidas a las imperfecciones (véase el apartado 5.3.2(7)), así como otros posibles efectos de deformación lateral obtenidos con la teoría de primer orden, por el factor:

$$\frac{1}{1-1/\alpha_{cr}} \quad (5.4)$$

siempre que $\alpha_{cr} \geq 3,0$,

donde:

α_{cr} puede calcularse de acuerdo con la fórmula (5.2) del apartado 5.2.1(4)B, siempre que la pendiente de la cubierta sea baja y la compresión en vigas o correas no sea significativa, como se define en el apartado 5.2.1(4)B.

NOTA B: Para $\alpha_{cr} < 3,0$ deberá realizarse un análisis de segundo orden más preciso.

(6)B Para pórticos de varias plantas, los efectos de segundo orden pueden calcularse por medio del método establecido en el punto (5)B, siempre y cuando todas las plantas del edificio sean similares en cuanto a:

- la distribución de cargas verticales,
- la distribución de cargas horizontales,
- la distribución de rigidez estructural a los efectos de las cargas horizontales.

NOTA B: Para las limitaciones de este método, véase además el apartado 5.2.1(4)B.

(7) De acuerdo con el punto (3), la estabilidad individual de los elementos debe comprobarse de acuerdo a lo que se indica a continuación:

- a) si los efectos de segundo orden en los elementos y las imperfecciones locales apropiadas de los elementos (ver el apartado 5.3.4) son considerados totalmente en el análisis global de la estructura, no es necesario realizar una comprobación de la estabilidad individual de los elementos según el apartado 6.3,
- b) si los efectos de segundo orden en los elementos o algunas imperfecciones locales de los elementos (por ejemplo imperfecciones del elemento para el pandeo por flexión y/o para el pandeo lateral, véase el apartado 5.3.4) no se consideran totalmente en el análisis global, deberá comprobarse la estabilidad individual de los elementos según los criterios dados en el apartado 6.3 para los efectos no incluidos en el análisis global. Esta comprobación debe considerar las solicitudes de conectividad en los extremos extraídas del análisis global de la estructura efectuado, incluyendo cuando sea apropiado los efectos de segundo orden y las imperfecciones globales (véase el apartado 5.3.2), y la misma puede basarse en una longitud de pandeo igual a la longitud entre ejes.

(8) Cuando la estabilidad de un pórtico se evalúe mediante la comprobación con el método del soporte equivalente según el apartado 6.3, los valores de las longitudes de pandeo deben basarse en el modo de pandeo global de la estructura, teniendo en cuenta la rigidez de los elementos y de las uniones, la presencia de rótulas plásticas y la distribución de esfuerzos axiles de compresión bajo las cargas de cálculo. En este caso, los esfuerzos internos utilizados en la comprobación de resistencia se calcularán según la teoría de primer orden, sin considerar las imperfecciones.

5.3 Imperfecciones

5.3.1 Bases

(1) El análisis estructural debe considerar los efectos de las imperfecciones, incluyendo las tensiones residuales y las imperfecciones geométricas, tales como la falta de verticalidad, de rectitud, de horizontalidad o de ajuste, así como cualquier otra excentricidad mayor que las tolerancias dadas en la norma UNE-EN 1090-2 presente en las uniones de la estructura no cargada.

(2) En general, deben utilizarse las imperfecciones geométricas equivalentes, véanse los apartados 5.3.2 y 5.3.3, cuyos valores representan los posibles efectos de todos los tipos de imperfecciones, salvo si esos efectos se incluyen en las fórmulas de resistencia utilizadas para el cálculo del elemento, véase el apartado 5.3.4.

(3) Deben tenerse en cuenta las siguientes imperfecciones:

- a) imperfecciones globales para los pórticos y los sistemas de arriostramiento,
- b) imperfecciones locales para los elementos aislados.

5.3.2 Imperfecciones para el análisis global de pórticos

- (1) La forma considerada de las imperfecciones globales y locales pueden obtenerse a partir del modo de pandeo elástico de la estructura en el plano de pandeo considerado.
- (2) Deberá considerarse en la forma y sentido más desfavorable tanto el pandeo dentro del plano como el pandeo fuera del plano incluyendo el pandeo por torsión con los modos simétrico y asimétrico.
- (3) Para los pórticos sensibles al pandeo en un modo traslacional, deberá tenerse en cuenta el efecto de las imperfecciones en el análisis de la estructura a través de una imperfección equivalente bajo la forma de un defecto de verticalidad inicial global y de imperfecciones locales en arco de los elementos. Las imperfecciones pueden determinarse como sigue:

a) Imperfecciones de pandeo iniciales y globales, véase la figura A22.5.2:

$$\Phi = \Phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (5.5)$$

donde:

Φ_0 es el valor de base: $\Phi_0 = 1/200$

α_h es el factor de reducción por la altura h , aplicable a los soportes:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{con} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

h es la altura de la estructura (en metros)

α_m es el coeficiente de reducción por el número de soportes en una fila:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

m es el número de soportes en una fila, incluyendo únicamente aquellos que se encuentren solicitados por una carga vertical N_{Ed} , superior o igual al 50% del valor medio de la carga por soporte en el plano vertical considerado.

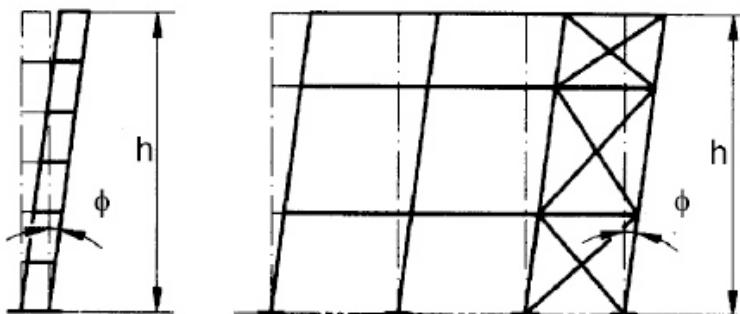


Figura A22.5.2 Imperfecciones equivalentes de verticalidad

- b) imperfecciones iniciales locales en arco de los elementos para el pandeo por flexión definidas por:

$$e_0/L \quad (5.6)$$

donde L es la longitud del elemento.

Los valores de e_0/L a utilizar se proporcionan en la tabla A22.5.1.

Tabla A22.5.1 Valores de cálculo de la imperfección inicial local por curvatura e_0/L

Curva de pandeo según la tabla A22.6.1	Análisis elástico	Análisis plástico
	e_0/L	e_0/L
a_0	1/350	1/300
a	1/300	1/250
b	1/250	1/200
c	1/200	1/150
d	1/150	1/100

(4)B Para pórticos en edificación, las imperfecciones de verticalidad se pueden despreciar cuando:

$$H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed} \quad (5.7)$$

(5)B Para la determinación de fuerzas horizontales que se ejercen sobre un diafragma de forjado en edificación, debe aplicarse la configuración de las imperfecciones que se muestra en la figura A22.5.3, donde ϕ es una imperfección traslacional obtenida a partir del apartado 5.5, suponiendo una única planta de altura h , véase (3) a).

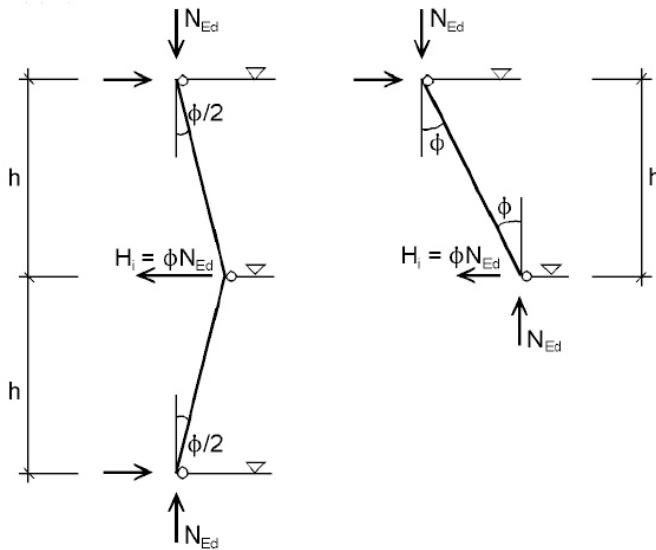


Figura A22.5.3 Configuración de las imperfecciones de verticalidad ϕ para la obtención de fuerzas horizontales a nivel de un diafragma de un forjado

(6) Cuando se realiza el análisis global de la estructura para determinar las solicitudes en extremos de barras para ser utilizados en las verificaciones de las mismas según el apartado 6.3, las imperfecciones iniciales locales en arco podrán despreciarse. Sin embargo, en el caso de estructuras sensibles a los efectos de segundo orden deben introducirse en el análisis de la estructura en adición a las imperfecciones locales en arco para cada elemento comprimido para la cual las dos condiciones siguientes se cumplen:

- al menos en un extremo hay una unión que transmita momentos

$$-\quad \bar{\lambda} > 0,5 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}} \quad (5.8)$$

donde:

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión

$\bar{\lambda}$ es la esbeltez adimensional en el plano de la estructura, calculada considerando el elemento articulado en sus extremos.

NOTA: Las imperfecciones locales en arco se deben tener en cuenta en las comprobaciones de los elementos, véanse los apartados 5.2.2(3) y 5.3.4.

(7) Los efectos de las imperfecciones iniciales de verticalidad y de las imperfecciones locales en arco pueden sustituirse por sistemas equivalentes de fuerzas, introducidas en cada soporte, véanse las figuras A22.5.3 y A22.5.4.

Imperfecciones iniciales de verticalidad Imperfecciones iniciales en arco

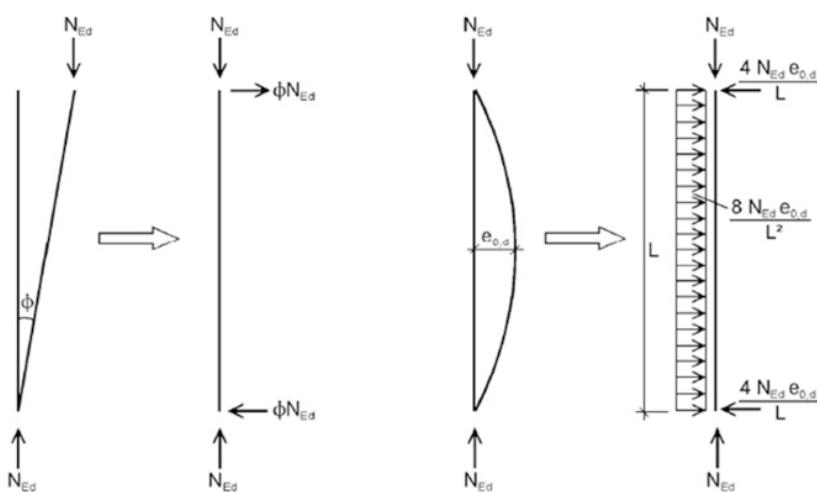
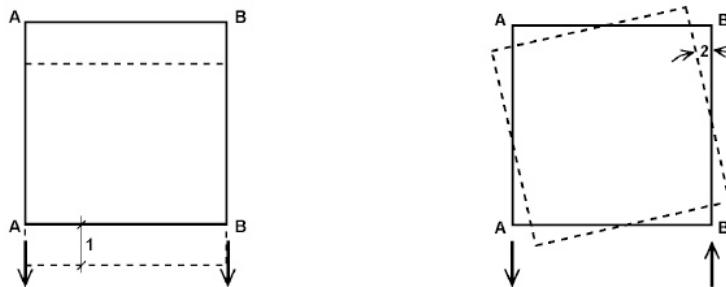


Figura A22.5.4 Sustitución de las imperfecciones iniciales por fuerzas equivalentes horizontales

(8) Estas imperfecciones por verticalidad iniciales deben considerarse en todas las direcciones horizontales correspondientes, pero únicamente en una dirección a la vez.

(9)B Cuando se utilicen fuerzas equivalentes para el análisis de pórticos de edificios de múltiples plantas, dichas fuerzas deben aplicarse en cada nivel de forjado y de cubierta.

(10) Deben considerarse igualmente los efectos de torsión en la estructura, producidos por inclinaciones asimétricas en dos caras opuestas, véase la figura A22.5.5:



(a) Las caras A-A y B-B se desplazan en la misma dirección

(b) Las caras A-A y B-B se desplazan en direcciones opuestas

- 1 Deformación de traslación
- 2 Deformación por torsión

Figura A22.5.5 Efectos de torsión y translacionalidad (vista en planta)

(11) Como alternativa a los puntos (3) y (6), la forma del modo crítico de pandeo elástico η_{cr} de la estructura puede aplicarse como una imperfección única global y local. La amplitud de esta imperfección puede obtenerse mediante:

$$\eta_{init} = e_0 \frac{N_{cr}}{EI \cdot \eta''_{cr,max}} \eta_{cr} = \frac{e_0}{\bar{\lambda}^2} \frac{N_{Rk}}{EI \cdot \eta''_{cr,max}} \eta_{cr} \quad (5.9)$$

donde:

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \frac{1 - \chi \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \bar{\lambda}^2} \quad \text{para } \bar{\lambda} > 0,2 \quad (5.10)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \quad \text{es la esbeltez relativa de la estructura} \quad (5.11)$$

- α es el coeficiente de imperfección para la curva de pandeo correspondiente, véanse las tablas 6.1 y 6.2
- χ es el coeficiente de reducción para la curva de pandeo correspondiente, que depende de la sección, véase el apartado 6.3.1
- $\alpha_{ult,k}$ es el coeficiente mínimo por el que hay que multiplicar la configuración del axil N_{Ed} en los elementos para alcanzar la resistencia característica N_{Rk} de la sección más tensionada axialmente, sin tener en cuenta el pandeo
- α_{cr} es el coeficiente mínimo por el que hay que multiplicar la configuración del axil N_{Ed} en los elementos para alcanzar el pandeo elástico crítico
- M_{Rk} es la resistencia característica a flexión de la sección crítica, por ejemplo $M_{el,Rk}$ o $M_{pl,Rk}$, según corresponda
- N_{Rk} es la resistencia característica a esfuerzo axial de la sección, por ejemplo $N_{pl,Rk}$
- $EI\eta''_{cr,max}$ es el momento flector producido por la deformada η_{cr} en la sección crítica
- η_{cr} es la deformada del modo crítico de pandeo elástico.

NOTA 1: Para el cálculo de los coeficientes de amplificación $\alpha_{ult,k}$ y α_{cr} se puede considerar que los elementos de la estructura se encuentran solicitados únicamente por los axiles de cálculo N_{Ed} resultantes de un análisis elástico de primer orden de la estructura para las cargas de cálculo.

5.3.3 Imperfecciones para el análisis de los sistemas de arriostramiento

(1) Para el análisis de los sistemas de arriostramiento utilizados para asegurar la estabilidad lateral a lo largo de las vigas o de los elementos comprimidos, los efectos de las imperfecciones deben tenerse en cuenta por medio de imperfecciones geométricas equivalentes de los elementos a estabilizar, bajo la forma de una imperfección inicial en arco:

$$e_o = \alpha_m L / 500 \quad (5.12)$$

donde:

L es el vano libre del sistema de arriostramiento y

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

en la que m es el número de elementos a estabilizar.

(2) Por comodidad, los efectos de las imperfecciones iniciales en arco de los elementos a estabilizar por un sistema de arriostramiento, pueden sustituirse por una fuerza estabilizadora, como se muestra en la figura A22.5.6:

$$q_d = \sum N_{Ed} 8 \frac{e_0 + \delta_q}{L^2} \quad (5.13)$$

donde:

δ_q es la flecha del sistema de arriostramiento en el plano de estabilización, debida a una q más todas las cargas externas calculadas en el análisis de primer orden.

NOTA: δ_q puede considerarse como nula si se aplica la teoría de segundo orden.

(3) Cuando el sistema de arriostramiento sea necesario para estabilizar el ala comprimida de una viga de canto constante, la fuerza N_{Ed} en la figura A22.5.6 puede obtenerse por:

$$N_{Ed} = M_{Ed} / h \quad (5.14)$$

donde:

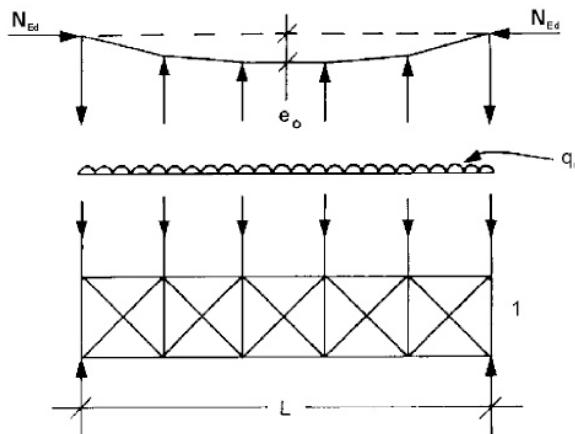
M_{Ed} es el momento máximo sobre la viga

h es el canto total de la viga.

NOTA: Deberá incluirse parte de la fuerza de compresión cuando una viga esté sometida a una compresión externa N_{Ed} .

(4) En aquellos puntos en los que la viga y elemento comprimido se unan, deberá comprobarse también que el sistema de arriostramiento es capaz de resistir una fuerza local igual a $\alpha_m N_{Ed} / 100$ aplicada en él por cada viga o elemento comprimido que tenga una unión en el punto que la posea, y transmitir esa fuerza a puntos adyacentes en los que la viga o el elemento comprimido estén arriostrados, véase la figura A22.5.7.

(5) Para la comprobación descrita en el punto (4), cualquier carga exterior actuante sobre los sistemas de arriostramiento debe incluirse, pero las fuerzas debidas a la imperfección que se establece en el punto (1) pueden despreciarse.



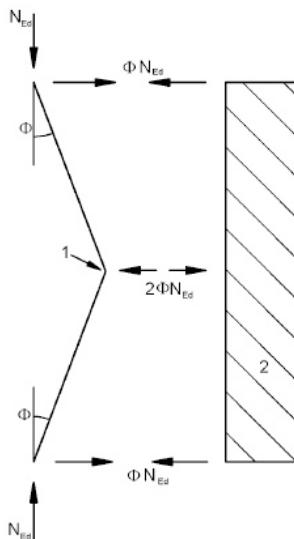
e_0 imperfección

q_d fuerza equivalente por unidad de longitud

1 sistema de arriostramiento

La fuerza N_{Ed} se supone uniforme sobre la luz L del sistema de arriostramiento. Para esfuerzos no uniformes, esta hipótesis es ligeramente conservadora.

Figura A22.5.6 Fuerza estabilizadora equivalente



$$\phi = \alpha_m \phi_0 : \phi_0 = 1/200$$

$$2\phi N_{Ed} = \alpha_m N_{Ed}/100$$

1 Unión de continuidad

2 Sistema de arriostramiento

Figura A22.5.7 Fuerzas de arriostramiento en las uniones de continuidad de elementos comprimidos

5.3.4 Imperfecciones de los elementos

- (1) Los efectos de las imperfecciones locales en arco de los elementos se incluyen en las fórmulas dadas para la comprobación de la resistencia a pandeo del elemento, véase el apartado 6.3.

(2) Deben considerarse las imperfecciones e_0 de los elementos comprimidos, de acuerdo con los apartados 5.3.2(3)b, 5.3.2(5) o 5.3.2(6), cuando la estabilidad de los elementos se tenga en cuenta mediante un análisis de segundo orden, según el apartado 5.2.2(7)a.

(3) Las imperfecciones pueden adoptarse como $ke_{0,d}$ para el análisis de segundo orden, teniendo en cuenta el pandeo lateral por torsión de un elemento sometido a flexión, donde $e_{0,d}$ es la imperfección inicial en arco según el eje más débil del perfil considerado y $k = 0,5$. Generalmente, no es necesario incluir las imperfecciones de torsión.

5.4 Métodos de análisis considerando la no linealidad de los materiales

5.4.1 Generalidades

(1) Las solicitudes pueden determinarse utilizando tanto:

- a) un análisis global elástico, como
- b) un análisis global plástico.

NOTA: Para los análisis por el método de elementos finitos, véase el Anejo 25 del Código Estructural.

(2) El análisis global elástico puede utilizarse en todos los casos.

(3) El análisis global plástico puede utilizarse únicamente cuando la estructura posea una capacidad de giro suficiente en las secciones donde se producen realmente rótulas plásticas, tanto si se trata de elementos como de uniones. Cuando la rótula plástica se produzca en un elemento, la sección del mismo debe ser bisimétrica, o simple con un plano de simetría coincidente con el plano de rotación de la rótula plástica, debiendo además satisfacer los requisitos que se establecen en el apartado 5.6. Cuando la rótula plástica se desarrolle en una unión, la unión deberá tener suficiente resistencia para asegurar que la rótula permanezca en el elemento o sea capaz de mantener la resistencia plástica con la rotación suficiente, véase el Anejo 26 del Código Estructural.

(4)B Cuando a partir de un análisis elástico, las vigas continuas en edificación presenten picos de momentos que no superen en más del 15% la resistencia plástica a flexión de la sección correspondiente, resulta posible, bajo las condiciones posteriormente enunciadas, redistribuir en el resto de la viga la parte en exceso de dichos picos de momentos, procediéndose así, de forma simplificada, a una redistribución plástica limitada. Para ello, deben satisfacerse las siguientes condiciones:

- a) las solicitudes en la estructura permanecen en equilibrio con las cargas aplicadas, y
- b) las secciones de todos los elementos cuyos momentos son reducidos son de Clase 1 o 2 véase el apartado 5.5, y
- c) se evita el pandeo lateral por torsión de los elementos.

5.4.2 Análisis global elástico

(1) El análisis global elástico deberá basarse en hipótesis de comportamiento tensión-deformación lineal del material a cualquier nivel de tensiones.

NOTA: Para la elección de modelos de uniones semi-rígidas véase el apartado 5.1.2.

(2) Las solicitudes internas pueden calcularse de acuerdo con un análisis global elástico incluso si la resistencia de la sección se basa en su resistencia plástica, véase 6.2.

(3) El análisis elástico global puede también aplicarse en secciones cuyas resistencias se limiten por abolladura local, véase el apartado 6.2.

5.4.3 Análisis global plástico

(1) El análisis plástico global considera los efectos no lineales del material en el cálculo de los efectos de las acciones sobre un sistema estructural. El comportamiento deberá modelarse por uno de los siguientes métodos:

- por un análisis elasto-plástico en el que las secciones y/o uniones plastificadas se modelizan como rótulas plásticas,
- por un análisis plástico no lineal considerando la plastificación parcial de los elementos a lo largo de las zonas plásticas,
- por un análisis rígido-plástico en el que se desprecia el comportamiento elástico entre rótulas.

(2) El análisis global plástico puede aplicarse cuando los elementos tengan suficiente capacidad de giro para permitir las redistribuciones requeridas de los momentos flectores desarrollados, véanse los apartados 5.5 y 5.6.

(3) El análisis lineal plástico deberá aplicarse únicamente cuando la estabilidad de los elementos en las secciones de las rótulas plásticas puedan asegurarse, véase el apartado 6.3.5.

(4) La relación bilineal tensión-deformación indicada en la figura A22.5.8 puede utilizarse para todos los tipos de acero de construcción especificados en el apartado 3. También, podrá adoptarse una relación más precisa, véase el Anejo 25 del Código Estructural.

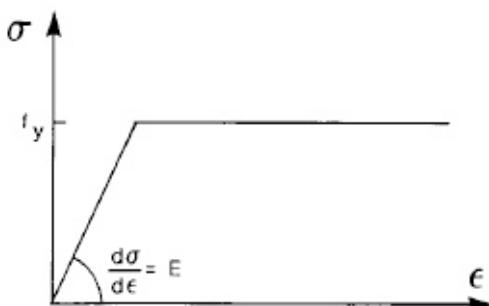


Figura A22.5.8 Relación bilineal tensión-deformación

(5) Podrá aplicarse el análisis rígido-plástico, si no se tienen que considerar los efectos de la geometría deformada (por ejemplo, efectos de segundo orden). En este caso las uniones se clasificarán únicamente por su resistencia, véase el Anejo 26 del Código Estructural.

(6) La consideración de los efectos debidos a la deformación geométrica de la estructura, así como la estabilidad global lateral de estructuras debe hacerse según los principios enunciados en el apartado 5.2.

NOTA: La resistencia máxima del pórtico cuya geometría se encuentre deformada significativamente puede alcanzarse antes que la formación de todas las rótulas del mecanismo de colapso plástico de primer orden.

5.5 Clasificación de las secciones

5.5.1 Bases

(1) La función de clasificar la sección es identificar en qué medida su resistencia y capacidad de giro se limitan por su resistencia a la abolladura local.

5.5.2 Clasificación

- (1) A continuación se definen cuatro clases de secciones:
- Las secciones de Clase 1 son aquellas que pueden formar rótulas plásticas con la capacidad de giro requerida por un análisis plástico sin reducción de su resistencia.
 - Las secciones de Clase 2 son aquellas que pueden desarrollar su momento resistente plástico, pero con limitada capacidad de giro por abolladura local.
 - Las secciones de Clase 3 son aquellas en las que la tensión en la fibra más comprimida, suponiendo una distribución elástica de tensiones, puede alcanzar el límite elástico, pero la abolladura impide el desarrollo del momento resistente plástico.
 - Las secciones de Clase 4 son aquellas cuya abolladura se producirá antes de llegar al límite elástico en una o más partes de la sección.
- (2) En las secciones Clase 4, pueden aplicarse los anchos eficaces para considerar adecuadamente las reducciones de resistencias debidas a los efectos de abolladura, véase el apartado 4.4 del Anejo 25 del Código Estructural.
- (3) La clasificación de las secciones depende de la relación ancho/espesor de las zonas comprimidas.
- (4) Las zonas a compresión incluyen toda zona de la sección que se encuentre total o parcialmente a compresión sometida a la combinación de cargas considerada.
- (5) Las diferentes zonas comprimidas de la sección (como ala o alma) pueden, en general, ser de diferentes Clases.
- (6) Una sección se clasifica de acuerdo a la Clase más alta (menos favorable) de sus zonas comprimidas. Las excepciones se especifican en los apartados 6.2.1(10) y 6.2.2.4(1).
- (7) De forma alternativa, la clasificación de la sección se puede definir indicando tanto la Clase del ala como la del alma.
- (8) Las proporciones límites para la clasificación de las zonas comprimidas entre las Clases 1, 2 y 3 deberán obtenerse de la tabla A22.5.2. Una zona que no cumpla los límites para Clase 3 deberá tomarse como Clase 4.
- (9) Excepto en lo establecido en (10), las secciones de Clase 4 pueden tomarse como secciones Clase 3, si las proporciones ancho/espesor son menores que las proporciones límites para Clase 3 obtenidas de la tabla A22.5.2, donde ε se multiplica por $\sqrt{\frac{f_y/\gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}}$ y donde $\sigma_{com,Ed}$ es la tensión de cálculo máxima en la zona obtenida de un análisis de primer orden o, en caso necesario, de un análisis de segundo orden.
- (10) Sin embargo, cuando la resistencia a la abolladura se compruebe siguiendo el apartado 6.3, se adoptarán las proporciones límites para Clase 3 indicadas explícitamente en la tabla A22.5.2.
- (11) Las secciones con alma Clase 3 y alas Clase 1 o 2, podrán clasificarse como secciones Clase 2 adoptando un alma eficaz de acuerdo con el apartado 6.2.2.4.
- (12) Cuando se considere que el alma resiste únicamente esfuerzos cortantes y se asuma que no contribuye a la resistencia a flexores y axiles de la sección, la sección podrá definirse como Clase 2, 3 o 4, dependiendo únicamente de la Clase de las alas.

NOTA: Para abolladura del alma provocada por las alas, véase el Anejo 25 del Código Estructural.

5.6 Requisitos relativos a secciones para el análisis global plástico

- (1) En cada emplazamiento de una rótula plástica, la sección del elemento en que se forme dicha rótula plástica deberá tener una capacidad de giro no menor que la requerida en dicho sitio por el análisis global plástico de la estructura.
- (2) En un elemento de sección constante la capacidad de rotación en la sección de una rótula plástica puede considerarse suficiente si se satisfacen los siguientes dos requisitos:
- a) el elemento es de sección de Clase 1 en las rótulas plásticas;
 - b) en caso de existencia de fuerzas transversales superiores al 10% de la resistencia a esfuerzo cortante de la sección, según el apartado 6.2.6, aplicadas sobre el alma en la sección correspondiente a una rótula plástica, deberán disponerse rigidizadores transversales de alma a una distancia no superior a $h/2$ del emplazamiento de dicha rótula plástica, donde h es el canto de la sección transversal.
- (3) Cuando la sección del elemento varíe a lo largo de su longitud, deberán cumplirse los siguientes criterios adicionales:
- a) En la proximidad inmediata de las rótulas plásticas, no deberá reducirse el espesor del alma en una distancia de al menos $2d$, medida sobre la longitud del elemento, a partir del emplazamiento de la rótula plástica, donde d es la altura libre del alma en la sección de dicha rótula;
 - b) En la proximidad inmediata de las rótulas plásticas, las alas comprimidas deberán ser de Clase 1 en una distancia, medida sobre la longitud del elemento, a partir del emplazamiento de la rótula plástica, que no sea inferior al mayor de los siguientes valores:
 - $2d$, donde d está definida en (3)a);
 - la distancia medida hasta el punto en el que el momento actuando sobre la viga se reduce a 0,8 veces el momento plástico resistente en la sección considerada.
 - c) En el resto de secciones del elemento, las alas comprimidas deberán ser de Clase 1 o 2 y las almas de Clase 1, 2 o 3.
- (4) En la proximidad inmediata de las rótulas plásticas, todo agujero de unión ubicado en zona traccionada deberá cumplir el apartado 6.2.5(4), en una distancia a lo largo del elemento, y a ambos lados de la rótula plástica, tal y como se ha definido en el punto (3)b).
- (5) Para el cálculo plástico de un pórtico reticulado, respecto a los requisitos de las secciones, la capacidad de redistribución plástica de la ley de momentos puede considerarse asegurada si los requisitos (2) a (4) se cumplen en todos los elementos donde existan rótulas plásticas, sean susceptibles de aparecer o se hallan desarrollado sometidos a cargas de cálculo.
- (6) Cuando se utilice un método de análisis global plástico que permita la adecuada consideración de las leyes tensión-deformación reales sobre toda la longitud del elemento, incluyendo los efectos combinados de los fenómenos de abolladura de chapas, de pandeo de elementos aislados y de pandeo global de la estructura, no resulta necesario considerar los requisitos (2) a (5).

Tabla A22.5.2 (parte 1 de 3) Proporciones máximas ancho-espesor para zonas y elementos comprimidos

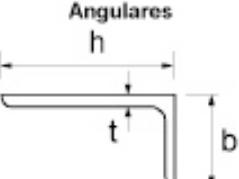
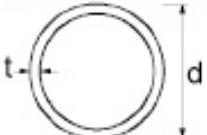
Elementos de chapa comprimidos internos			
Clase	Chapa flectada	Chapa comprimida	Chapa flexo-comprimida
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)			
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	cuando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ cuando $\psi \leq -1^*$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y	235
		ϵ	1,00
			0,92
			0,81
			0,75
			0,71

*) $\psi \leq -1$ será de aplicación cuando la tensión de compresión sea $\sigma \leq f_y$ o la deformación de tracción sea $\epsilon_y > f_y/E$.

Tabla A22.5.2 (parte 2 de 3) Proporciones máximas ancho-espesor para zonas y elementos comprimidos

		Alas en vuelo				
		Secciones laminadas		Secciones soldadas		
Clase	Chapa comprimida	Chapa flexo-comprimida				
		Extremo comprimido		Extremo traccionado		
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_o}$ Para k_o , véase el Anexo 25 del Código Estructural				
	$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420
		ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75
						0,71

Tabla A22.5.2 (parte 3 de 3) Proporciones máximas ancho-espesor para zonas y elementos comprimidos

Angulares																			
	 Consultar análogamente "Alas en vuelo" (véase la hoja 2 de 3)																		
Clase	Sección comprimida																		
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)																			
3	$h/t \leq 15\epsilon \text{ y } \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$																		
Secciones huecas circulares																			
																			
Clase	Sección flectada y/o comprimida																		
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$																		
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$																		
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$																		
NOTA: Para $d/t > 90\epsilon^2$, véase la Norma UNE-EN 1993-1-6 (*)																			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>f_y</th><th>235</th><th>275</th><th>355</th><th>420</th><th>460</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ϵ</td><td>1,00</td><td>0,92</td><td>0,81</td><td>0,75</td><td>0,71</td></tr> <tr> <td>ϵ^2</td><td>1,00</td><td>0,85</td><td>0,66</td><td>0,56</td><td>0,51</td></tr> </tbody> </table>	f_y	235	275	355	420	460	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51
f_y	235	275	355	420	460														
ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71														
ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51														

(*) Las estructuras formadas por láminas quedan fuera del ámbito de aplicación de este Código.

6. Estados límite últimos

6.1 Generalidades

(1) Los coeficientes parciales de seguridad γ_M definidos en el apartado 2.4.3 deberán aplicarse a los distintos valores característicos de resistencia de las secciones de la forma siguiente:

- Resistencia de la sección, para cualquier Clase: γ_{M0}
- Resistencia de los elementos a inestabilidad evaluada por la comprobación del elemento: γ_{M1}
- Resistencia a fractura de secciones sometidas a tracción: γ_{M2}
- Resistencia de las uniones: Véase el Anejo 26 del Código Estructural

NOTA 1: Para otros valores numéricos recomendados en puentes véase el Anejo 29.

En el caso de edificación, los coeficientes parciales para la resistencia serán:

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$\gamma_{M1} = 1,05$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Se podrán adoptar los coeficientes parciales $\gamma_{M0} = 1,0$ y $\gamma_{M1} = 1,0$, siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- a) Tolerancias más estrictas según el Anejo 16 del Código Estructural.
- b) Nivel de garantía superior para el acero según el Artículo 18 del Código Estructural. Se deberá garantizar que el límite elástico del acero empleado en la obra presente una dispersión acorde con el coeficiente parcial reducido, según un análisis basado en la teoría de fiabilidad estructural.
- c) Control de ejecución intenso según el Capítulo 24 del Código Estructural.

6.2 Resistencia de las secciones

6.2.1 Generalidades

(1) El valor de cálculo del efecto de una acción en cada sección no deberá superar la correspondiente resistencia de cálculo y, si varios efectos de acciones actúan simultáneamente, el efecto combinado no deberá superar la resistencia para tal combinación.

(2) Los efectos por arrastre por cortante y por abolladura deberán incluirse en el ancho eficaz de acuerdo con el Anejo 25 del Código Estructural. Los efectos por abolladura deberán considerarse también de acuerdo con el mismo anejo.

(3) Los valores de cálculo de la resistencia dependerán en general de la Clase de la sección.

(4) La comprobación elástica de acuerdo con la resistencia elástica podrá realizarse para toda Clases de sección siempre que se utilicen las propiedades reducidas de las secciones para la comprobación de las secciones de Clase 4.

(5) Para la comprobación elástica se podrá utilizar el siguiente criterio límite en el punto crítico de la sección salvo que se aplique otra fórmula de interacción, véanse los apartados 6.2.8 a 6.2.10.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y} \right) \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y} \right) + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y} \right)^2 \leq 1 \quad (6.1)$$

donde:

$\sigma_{x,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión longitudinal en el punto considerado

$\sigma_{z,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión tangencial en la dirección $z-z$ en el punto considerado

τ_{Ed} es el valor de cálculo de la tensión tangencial en la dirección $y-y$ en el punto considerado.

NOTA: La comprobación, de acuerdo con (5) puede ser conservadora por excluir toda distribución plástica parcial de tensiones que se permite en el cálculo elástico. En consecuencia deberá aplicarse únicamente cuando no pueda realizarse la interacción de las resistencias N_{Rd} , M_{Rd} y V_{Rd} .

(6) La resistencia plástica de las secciones deberá comprobarse encontrando una distribución de tensiones que esté en equilibrio con los esfuerzos y los momentos sin superar el límite elástico. Esta distribución de tensiones deberá ser compatible con las deformaciones plásticas correspondientes.

(7) Para secciones de cualquier Clase, puede aplicarse como aproximación conservadora una suma lineal de relaciones de agotamiento propias a cada solicitud actuante. Se podrá aplicar este método para Clases 1, 2 o 3 sometidas a la combinación de N_{Rd} , $M_{y,Ed}$ y $M_{z,Ed}$ utilizando el siguiente criterio:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (6.2)$$

donde N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ y $M_{z,Rd}$ son valores de cálculo de la resistencia de la sección dependientes de la Clase de sección e incluyendo cualquier reducción debida a los efectos del cortante, véase el apartado 6.2.8.

NOTA: Para las secciones Clase 4 véase el apartado 6.2.9.3(2).

(8) Cuando todas las zonas comprimidas de una sección sean de Clase 1 o 2, podrá suponerse que la sección es capaz de desarrollar su resistencia plástica completa a flexión.

(9) Cuando todas las zonas comprimidas de una sección sean Clase 3, su resistencia deberá basarse en una distribución elástica de deformaciones en la sección. Las tensiones de compresión en las fibras extremas de la sección deberán limitarse al límite elástico.

NOTA: Las fibras extremas pueden suponerse en el plano medio de las alas para la comprobación al ELU. Para fatiga, véase el Anejo 27 del Código Estructural.

(10) Cuando la primera plastificación ocurra en la zona traccionada, la reserva plástica de esta zona podrá utilizarse considerando plastificación parcial al determinar la resistencia de una sección de Clase 3.

6.2.2 Propiedades de la sección

6.2.2.1 Sección bruta

(1) Las propiedades de la sección bruta pueden determinarse por las dimensiones nominales. No tendrán que reducirse los agujeros, pero sí tendrán que considerarse si son para las grandes aberturas. No se incluirán los materiales de unión.

6.2.2.2 Sección neta

(1) El área neta de una sección deberá tomarse como la sección bruta menos las reducciones por todos los agujeros y otras aberturas.

(2) Para el cálculo de las propiedades de la sección neta, la reducción para un agujero debe tomarse como el área bruta del agujero en el plano de su eje. Para agujeros avellanados deberán tomarse los márgenes apropiados para la porción avellanada.

(3) Si los agujeros no están al tresbolillo, el área total a reducir de los agujeros deberá ser la suma máxima de las áreas de los agujeros en cualquier sección perpendicular al eje del elemento (véase el plano de fallo 2 en la figura A22.6.1).

NOTA: La suma máxima denota la posición de la línea de fractura crítica.

(4) Cuando los agujeros para sujetos estén dispuestos al tresbolillo, el área total a reducir de los agujeros deberá ser superior a:

a) la reducción de los agujeros no dispuestos al tresbolillo establecida en (3)

b) $t \left(n d_0 - \sum \frac{s^2}{4p} \right)$

donde:

- s es el paso de tresbolillo, el espacio entre centros de agujeros consecutivos en la línea en zig-zag medido paralelo al eje del elemento
- p es el espacio entre centros de agujeros medido perpendicular al eje del elemento
- t es el espesor
- n es el número de agujeros ampliando en cualquier diagonal o línea en zigzag progresivamente a través del elemento o parte del mismo, véase la figura A22.6.1
- d_0 es el diámetro del agujero.

(5) En el ángulo u otro elemento con agujeros en más de un plano, el espaciamiento p deberá medirse a lo largo de los puntos medios del espesor del material (véase la figura A22.6.2).

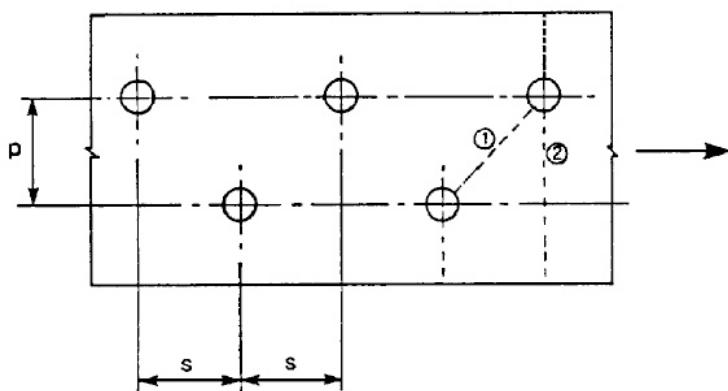


Figura A22.6.1 Agujeros al tresbolillo y líneas críticas de rotura 1 y 2.

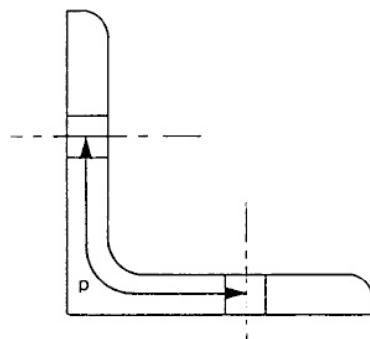


Figura A22.6.2 Angulares con pasantes en ambos lados

6.2.2.3 Efectos de arrastre por cortante

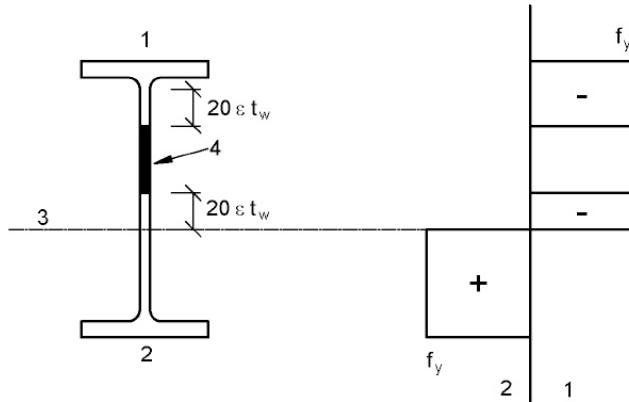
- (1) El cálculo de los anchos eficaces se contempla en el Anejo 25 del Código Estructural.
- (2) En las secciones Clase 4 la interacción entre el arrastre por cortante y la abolladura deberá considerarse de acuerdo con el Anejo 25.

NOTA: Los perfiles de pared delgada conformados en frío no están considerados en este anexo.

6.2.2.4 Propiedades eficaces de secciones con almas Clase 3 y alas Clases 1 o 2

- (1) Cuando las secciones de alma Clase 3 y alas Clase 1 o 2 se clasifiquen como Clase efectiva 2, véase apartado 5.5.2(11), la zona comprimida del alma deberá sustituirse por una zona de $20\epsilon t_w$

adyacente al ala comprimida y otra zona de $20\varepsilon t_w$ adyacente a la fibra neutra plástica de la sección de acuerdo a la figura A22.6.3.



- 1 Compresión
- 2 Tracción
- 3 Fibra neutra plástica
- 4 Despreciar

Figura A22.6.3 Alma eficaz de Clase 2

6.2.2.5 Propiedades eficaces de la sección de Clase 4

- (1) Las propiedades eficaces de la sección de Clase 4 deberán basarse en los anchos eficaces de las zonas comprimidas.
- (2) Los perfiles de pared delgada conformados en frío no están considerados en este anexo.
- (3) Los anchos eficaces de las zonas planas comprimidas deberán obtenerse del Anejo 25 del Código Estructural.
- (4) Cuando la sección de Clase 4 esté sometida a una fuerza axial de compresión, deberá aplicarse el método establecido en el Anejo 25 del Código Estructural para determinar el posible desplazamiento e_N del centro de gravedad del área eficaz A_{eff} relativo al centro de gravedad de la sección bruta y el momento adicional resultante:

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} e_N \quad (6.4)$$

NOTA: El signo del momento adicional dependerá del efecto en la combinación de esfuerzos, véase el apartado 6.2.9.3(2).

- (5) Las secciones circulares huecas con sección de Clase 4 no están considerados en este anexo.

6.2.3 Tracción

- (1) El valor de cálculo del esfuerzo axial de tracción N_{Ed} en toda sección debe cumplir:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.5)$$

- (2) Para secciones con agujeros, la resistencia a tracción de cálculo N_{Ed} deberá tomarse como la menor de:

- a) La resistencia plástica de cálculo de la sección bruta.

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.6)$$

b) La resistencia última de cálculo de la sección neta considerando los agujeros para los elementos de unión.

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.7)$$

(3) Cuando se requiera la capacidad de cálculo, véase el Anejo 26, la resistencia plástica de cálculo $N_{pl,Rd}$ (dada en el apartado 6.2.3(2)a)) deberá ser menor que la resistencia última de cálculo de la sección neta con agujeros $N_{u,Rd}$ (establecida en el apartado 6.2.3(2)b)).

(4) En las conexiones de categoría C (véase el apartado 3.4.1(1) del Anejo 26), la resistencia a tracción de cálculo $N_{t,Rd}$ en el apartado 6.2.3(1) de la sección neta con agujeros de sujeción deberá tomarse como $N_{net,Rd}$ donde:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.8)$$

(5) Para angulares conectados por un lado, véase el apartado 3.10.3 del Anejo 26 del Código Estructural. Deberán darse disposiciones similares para otro tipo de secciones conectadas a través de alas voladas.

6.2.4 Compresión

(1) El valor de cálculo de la fuerza de compresión N_{Ed} deberá cumplir en toda sección:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.9)$$

(2) La resistencia de cálculo de la sección para compresiones uniformes $N_{c,Rd}$ deberá determinarse como sigue:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para Clases 1, 2 o 3} \quad (6.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para Clase 4} \quad (6.11)$$

(3) Los agujeros para los elementos de unión no necesitan considerarse en elementos comprimidos, siempre que aquellos estén ocupados por tales elementos de unión, exceptuando los agujeros sobredimensionados o alargados, tal como se definen en el Capítulo 21 del Código Estructural.

(4) En secciones de Clase 4 asimétricas, deberá aplicarse el método establecido en 6.2.9.3 para considerar el momento adicional ΔM_{Ed} debido a la excentricidad del centro de gravedad de la sección eficaz, véase el apartado 6.2.2.5(4).

6.2.5 Momento flector

(1) El valor de cálculo del momento flector M_{Ed} debe cumplir en cada sección:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.12)$$

donde $M_{c,Rd}$ se determinará considerando agujeros, véanse los puntos (4) a (6).

(2) El momento flector resistente de cálculo alrededor de un eje principal de la sección se determinará como:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para Clases 1 o 2} \quad (6.13)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para Clase 3} \quad (6.14)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para Clase 4} \quad (6.15)$$

donde $W_{el,min}$ y $W_{eff,min}$ son los módulos resistentes correspondientes a la fibra de tensión elástica máxima.

- (3) Para flexión esviada, deberán aplicarse los métodos establecidos en el apartado 6.2.9.
(4) Los taladros en el ala traccionada podrán despreciarse siempre que en ésta:

$$\frac{A_{f,net}0,9f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_ff_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.16)$$

donde:

A_f es el área del ala traccionada.

NOTA: El criterio establecido en (4) permite realizar un cálculo de la capacidad (véase apartado 1.5.8).

- (5) No tienen que considerarse los agujeros en la zona traccionada del alma, siempre que el límite establecido en el punto (4) se cumpla en toda la zona traccionada de la sección, abarcando el ala traccionada más la zona traccionada del alma.
(6) Excepto para agujeros sobredimensionados o avellanados, los taladros no tienen que considerarse en zonas a compresión de la sección, siempre que estén ocupados por sujetaciones.

6.2.6 Cortante

- (1) El cortante de cálculo V_{Ed} debe cumplir en toda sección:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.17)$$

donde:

$V_{c,Rd}$ es el cortante resistente de cálculo. Para el cálculo plástico de $V_{c,Rd}$ se tomará (2), el cortante resistente plástico de cálculo $V_{pl,Rd}$. Para el cálculo elástico de $V_{c,Rd}$ se tomará la resistencia de cálculo elástica a cortante de acuerdo con (4) y (5).

- (2) En ausencia de torsión la resistencia plástica de cálculo a cortante viene dada como:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (6.18)$$

donde:

A_v es el área de cortante.

- (3) El área de cortante A_v viene establecida como:

- Secciones de perfiles laminados I y H, cargas paralelas al alma: $A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ no menor que $\eta h_w t_w$.
- Secciones de perfiles laminados U, cargas paralelas al alma: $A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$.
- Secciones de perfiles laminados T con carga paralela al alma:
 - Para perfiles laminados en T: $A_v = A - bt_f + (t_w + 2r)t_f/2$
 - Para perfiles soldados en T: $A_v = t_w(h - t_f/2)$
- Secciones de vigas armadas I, H y cajón, cargas paralelas al alma: $\eta \sum(h_w t_w)$.
- Secciones de vigas armadas I, H, U y cajón, cargas paralelas a las alas: $A - \sum(h_w t_w)$.

f) Secciones de perfiles rectangulares huecos laminados de espesor uniforme.

Carga paralela al canto $\frac{Ah}{b+h}$

Carga paralela al ancho $\frac{Ab}{b+h}$

g) Secciones de perfiles circulares huecos y tubos de espesor uniforme: $2A/\pi$

donde:

A es el área de la sección

b es el ancho total de la sección

h es el canto total

h_w es el canto del alma

r es el radio de acuerdo

t_f es el espesor del ala

t_w es el espesor del alma (si el espesor no es constante, se tomará como el mínimo espesor)

η véase el Anejo 25 del Código Estructural.

NOTA: η puede tomarse de forma conservadora como 1,0.

(4) Para comprobar la resistencia de cálculo elástica a cortante $V_{c,Rd}$ se aplicará el siguiente criterio para cualquier punto crítico de la sección salvo que sea de aplicación la comprobación a abolladura del apartado 5 del Anejo 25 del Código Estructural:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \sqrt{3} \gamma_{M0}} \leq 1,0 \quad (6.19)$$

donde τ_{Ed} puede obtenerse de:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I t} \quad (6.20)$$

donde:

V_{Ed} es el cortante de cálculo

S es el momento estático alrededor del eje que pasa por el centro de gravedad, del área de la parte de la sección transversal comprendida entre el punto en el cual se lleva a cabo la comprobación a cortante y el contorno de la sección transversal

I es el momento de inercia de la sección

t es el espesor en el punto considerado.

NOTA: La comprobación de acuerdo con (4) es conservadora al despreciar una posible distribución plástica parcial del cortante, lo cual está permitido en el cálculo elástico, véase (5). En consecuencia, únicamente deberá aplicarse cuando no pueda realizarse la comprobación de $V_{c,Rd}$ de acuerdo con la ecuación (6.17).

(5) Para secciones en I o H, la tensión tangencial en el alma podrá obtenerse de:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad \text{si} \quad \frac{A_f}{A_w} \geq 0,6 \quad (6.21)$$

donde:

A_f es el área de un ala

A_w es el área del alma: $A_w = t_w h_w$.

(6) Además, deberá comprobarse la resistencia a abolladura de las almas sin rigidizadores intermedios de acuerdo con el apartado 5 del Anejo 25 del Código Estructural, si:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (6.22)$$

Para η véase el apartado 5 del Anejo 25 del Código Estructural.

NOTA: η puede tomarse igual a 1,0 de forma conservadora.

(7) No deberán considerarse los agujeros en la comprobación del cortante excepto cuando se compruebe la resistencia a cortante de cálculo en las zonas de unión como establece el Anejo 26 del Código Estructural.

(8) Cuando el esfuerzo cortante se combine con un momento torsor, la resistencia plástica a cortante $V_{pl,Rd}$ deberá reducirse como se especifica en el apartado 6.2.7(9).

6.2.7 Torsión

(1) En los elementos sometidos a torsión, cuyas distorsiones torsionales puedan despreciarse, el momento torsor de cálculo T_{Ed} cumplirá en toda sección:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0 \quad (6.23)$$

donde T_{Rd} es el momento torsor resistente de cálculo de la sección.

(2) El valor de cálculo del momento torsor total T_{Ed} en cualquier sección se considerará como la suma de dos efectos internos:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad (6.24)$$

donde:

$T_{t,Ed}$ es el valor de cálculo del momento torsor de Saint Venant

$T_{w,Ed}$ es el valor de cálculo del momento torsor por alabeo.

(3) Los valores de $T_{t,Ed}$ y $T_{w,Ed}$ en cualquier sección se determinarán a partir de T_{Ed} por análisis elástico, teniendo en cuenta las características de la sección del elemento, las condiciones de las coacciones en los apoyos y la distribución de las acciones a lo largo del elemento.

(4) Deberán considerarse las siguientes tensiones debidas a la torsión:

- Tensión tangencial $\tau_{t,Ed}$ debida a la torsión de Saint Venant $T_{t,Ed}$.
- Tensión normal $\sigma_{w,Ed}$ debida al bimomento B_{Ed} y a la tensión tangencial $\tau_{w,Ed}$ debida a la torsión por alabeo.

(5) Para la comprobación elástica se aplicará el criterio de plastificación del apartado 6.2.1(5).

(6) Para determinar el momento resistente plástico de una sección sometida a flexión y torsión, se calcularán únicamente los efectos de la torsión ocasionados por el bimomento B_{Ed} mediante el análisis elástico, véase el apartado (3).

(7) Como simplificación, los efectos de la torsión por alabeo se podrán despreciar, en el caso de que un elemento sea de sección hueca cerrada, tal como un perfil tubular. También como simplificación, los efectos de la torsión de Saint Venant se podrán despreciar, en el caso de un elemento de sección abierta, tales como I o H.

(8) Para el cálculo del momento resistente T_{Rd} de secciones huecas cerradas, el cortante resistente de cálculo de las partes individuales de la sección se tendrá en cuenta de acuerdo con el Anejo 25 del Código Estructural.

(9) Para la combinación de cortantes y momentos torsores, el cortante resistente plástico aplicado a efectos torsores deberá reducirse de $V_{pl,Rd}$ a $V_{pl,T,Rd}$ y el cortante de cálculo deberá cumplir:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.25)$$

donde $V_{pl,T,Rd}$ puede calcularse como sigue:

- Para secciones en I o H:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} V_{pl,Rd} \quad (6.26)$$

- Para secciones en U:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[\sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (6.27)$$

- Para secciones estructurales huecas:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (6.28)$$

donde $V_{pl,Rd}$ está definido en el apartado 6.2.6.

6.2.8 Flexión y cortante

- (1) En presencia de un esfuerzo cortante deberá considerarse su efecto en el momento resistente.
- (2) Cuando el cortante sea menor que la mitad de la resistencia a cortante plástica, su efecto en el momento resistente puede despreciarse excepto cuando la abolladura por cortante reduzca la resistencia de la sección, véase el Anejo 25 del Código Estructural.
- (3) De lo contrario, el momento resistente reducido deberá tomarse como la resistencia de cálculo de la sección, calculada a partir de la resistencia elástica reducida.

$$(1 - \rho)f_y \quad (6.29)$$

Para el área de cortante, donde:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \text{ y } V_{pl,Rd} \text{ se obtiene del apartado 6.2.6(2).}$$

NOTA: Véase también el apartado 6.2.10(3).

- (4) Cuando haya torsión deberá calcularse a partir de $\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2$, véase el apartado 6.2.7, pero se tomará como nula para $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,T,Rd}$.
- (5) El momento resistente reducido plástico de cálculo considerando el cortante puede alternativamente calcularse para secciones en I con alas iguales y sometidas a flexión sobre su eje mayor como sigue:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pero } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (6.30)$$

donde:

$M_{y,c,Rd}$ se obtiene de 6.2.5(2);

y $A_w = h_w t_w$.

- (6) Para la interacción de flexión, cortante y cargas transversales, véase el apartado 7 del Anexo 25 del Código Estructural.

6.2.9 Flexión y axil

6.2.9.1 Secciones Clases 1 y 2

- (1) En presencia de un esfuerzo axil deberá considerarse una reducción en el momento resistente plástico.
- (2) En secciones Clase 1 y 2 deberá cumplirse el siguiente criterio:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (6.31)$$

donde:

$M_{N,Rd}$ es el momento resistente plástico reducido debido al esfuerzo axil N_{Ed} .

- (3) Para secciones rectangulares macizas sin agujeros para tornillos $M_{N,Rd}$ deberá calcularse como:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right] \quad (6.32)$$

- (4) Para secciones H, I u otras secciones con alas de doble simetría, no será necesario considerar la reducción por el efecto del esfuerzo axil en el momento resistente plástico sobre el eje $y - y$ cuando se cumplan los dos criterios siguientes:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad (6.33)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.34)$$

Para secciones H e I con doble simetría, no será necesario considerar la reducción por el efecto del esfuerzo axil en el momento resistente plástico sobre el eje $z - z$ cuando se cumpla:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.35)$$

- (5) Para secciones de perfiles laminados en I o H o secciones armadas en I o H con alas iguales en las que los agujeros para tornillos no sean considerados, podrán aplicarse las siguientes aproximaciones:

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd}(1-n)}{1-0,5a} \quad \text{cumpliendo } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (6.36)$$

$$\text{para } n \leq a \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,y,Rd} \quad (6.37)$$

$$\text{para } n > a \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (6.38)$$

donde:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

$$a = \frac{A - 2bt_f}{A} \quad \text{con} \quad a \leq 0,5$$

Para secciones huecas rectangulares de espesor uniforme y para secciones cajón soldadas con alas iguales y almas iguales donde los agujeros para tornillos no sean considerados, podrán aplicarse las siguientes aproximaciones:

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd}(1-n)}{1-0,5a_w} \quad \text{con } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (6.39)$$

$$M_{N,z,Rd} = \frac{M_{pl,z,Rd}(1-n)}{1-0,5a_f} \quad \text{con } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (6.40)$$

donde:

- | | | |
|-----------------------|-----|--|
| $a_w = (A - 2bt)/A$ | con | $a_w \leq 0,5$ para secciones huecas |
| $a_w = (A - 2bt_f)/A$ | con | $a_w \leq 0,5$ para secciones cajón soldadas |
| $a_f = (A - 2ht)/A$ | con | $a_f \leq 0,5$ para secciones huecas |
| $a_f = (A - 2bt_w)/A$ | con | $a_f \leq 0,5$ para secciones cajón soldadas |

(6) En flexión esviada se aplicarán los siguientes criterios:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Ed}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Ed}} \right]^\beta \leq 1 \quad (6.41)$$

donde α y β son constantes que, de manera conservadora, pueden tomarse igual a la unidad, o bien obtenerse de:

- Secciones H e I:

$$\alpha = 2; \beta = 5n \quad \text{con} \quad \beta \geq 1$$

- Secciones circulares huecas:

$$\alpha = 2; \beta = 2; M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} (1-n^{1,7})$$

- Secciones rectangulares huecas:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13n^2} \quad \text{con} \quad \alpha = \beta \leq 6$$

donde:

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$$

6.2.9.2 Secciones Clase 3

(1) En ausencia de esfuerzo cortante, para secciones Clase 3 la tensión normal máxima deberá satisfacer el criterio:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.42)$$

donde $\sigma_{x,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión normal local debida al momento y al axil teniendo en cuenta los agujeros para tornillos cuando corresponda, véanse los apartados 6.2.3, 6.2.4 y 6.2.5.

6.2.9.3 Secciones Clase 4

(1) En ausencia de esfuerzo cortante, para secciones Clase 4 la tensión longitudinal máxima $\sigma_{x,Ed}$ calculada utilizando la sección transversal reducida (véase el apartado 5.5.2(2)) deberá cumplir:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \quad (6.43)$$

donde $\sigma_{x,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión normal debida al momento y al axil teniendo en cuenta los taladros para tornillos cuando corresponda, véanse los apartados 6.2.3, 6.2.4 y 6.2.5.

(2) Como alternativa al punto (1), se puede utilizar el siguiente criterio simplificado:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff}f_y/\gamma_{M_0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed}e_{Ny}}{W_{eff,y,min}f_y/\gamma_{M_0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed}e_{Nz}}{W_{eff,z,min}f_y/\gamma_{M_0}} \leq 1 \quad (6.44)$$

donde:

A_{eff} es el área efectiva de la sección bajo una compresión uniforme

$W_{eff,min}$ es el módulo efectivo de la sección (correspondiente a la fibra de máxima tensión elástica) de la sección sometida únicamente a la acción de un momento en el eje correspondiente

e_N es el desplazamiento del centro de gravedad correspondiente cuando la sección está únicamente bajo compresión, véase 6.2.2.5(4).

NOTA: Los signos de N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ y $\Delta M_i = N_{Ed}e_{Ni}$ dependerán de la combinación de las correspondientes tensiones normales.

6.2.10 Flexión, cortante y axil

(1) En presencia de esfuerzo cortante y axil, deberá considerarse una reducción por el efecto combinado de axil y cortante en el momento resistente.

(2) Si el valor de cálculo del cortante V_{Ed} no supera el 50% del cortante resistente plástico $V_{pl,Rd}$, no es necesario realizar las reducciones de las resistencias definidas para flexión y axil en el apartado 6.2.9, excepto donde la abolladura por cortante reduzca la resistencia de la sección, véase el Anejo 25 del Código Estructural.

(3) Cuando el V_{Ed} supere el 50% del $V_{pl,Rd}$, la resistencia de cálculo de la sección ante combinaciones de momentos y axiles deberá calcularse utilizando el límite elástico reducido.

$$(1 - \rho)f_y \quad (6.45)$$

para el área de cortante donde:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}-1} \right)^2 \text{ y } V_{pl,Rd} \text{ se obtiene del apartado 6.2.6(2).}$$

NOTA: En lugar de reducir el límite elástico se puede reducir el espesor de la placa de la parte correspondiente de la sección.

6.3 Resistencia a pandeo de los elementos

6.3.1 Elementos de sección constante a compresión

6.3.1.1 Resistencia a pandeo

(1) Los elementos comprimidos deberán comprobarse a pandeo como sigue:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.46)$$

donde:

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión

$N_{b,Rd}$ es la resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido.

- (2) Para elementos con sección asimétrica de Clase 4 deberá considerarse el incremento de momento ΔM_{Ed} debido a la excentricidad del axil respecto del centro de gravedad de la sección efectiva, véase también el apartado 6.2.2.5(4), y la interacción deberá cumplir con los apartados 6.3.4 o 6.3.3.
- (3) La resistencia de cálculo a pandeo de un elemento comprimido deberá determinarse como:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secciones Clases 1, 2 o 3} \quad (6.47)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secciones Clases 4} \quad (6.48)$$

donde χ es el coeficiente de reducción del modo de pandeo correspondiente.

NOTA: En la determinación de la resistencia a pandeo de los elementos con sección variable a lo largo del elemento o con una distribución no uniforme del esfuerzo de compresiones, podrá realizarse un análisis de segundo orden de acuerdo con el apartado 5.3.4(2). Para el pandeo exterior al plano véase 6.3.4.

- (4) No será necesario considerar los agujeros para tornillos en los extremos de los pilares en la determinación del A y A_{eff} .

6.3.1.2 Curvas de pandeo

- (1) Para la compresión axial en elementos, el valor de χ para la esbeltez adimensional apropiada $\bar{\lambda}$, deberá determinarse de la curva de pandeo correspondiente de acuerdo con:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{pero} \quad \chi \leq 1,0 \quad (6.49)$$

donde:

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{para secciones de Clase 1, 2 y 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{para secciones de Clase 4}$$

α es el coeficiente de imperfección

N_{cr} es la fuerza crítica elástica para el modo de pandeo considerado basado en las propiedades de la sección bruta.

- (2) El coeficiente de imperfección α correspondiente a la curva de pandeo considerada deberá obtenerse de las tablas 6.1 y 6.2.

Tabla A22.6.1 Coeficientes de imperfección para las curvas de pandeo

Curva de pandeo	a_0	a	b	c	d
Coeficiente de imperfección α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

- (3) Los valores del coeficiente de reducción χ para la esbeltez adimensional correspondiente $\bar{\lambda}$ podrá obtenerse de la figura A22.6.4.

- (4) Para esbelteces $\bar{\lambda} \leq 0,2$ o para $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ los efectos del pandeo pueden despreciarse y únicamente se aplicarán las comprobaciones de sección.

Tabla A22.6.2 Elección de las curvas de pandeo para una sección

Sección transversal		Límites		Pandeo alrededor del eje	Curva de pandeo	
					S 235	S 460
Secciones de perfiles laminados		$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$h/b \geq 1,2$	$y - y$ $z - z$	a b	a_0 a_0
				$y - y$ $z - z$	b c	a a
				$y - y$ $z - z$	b c	a a
				$y - y$ $z - z$	d d	e e
Secciones en I de vigas soldadas		$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$h/b \geq 1,2$	$y - y$ $z - z$	b c	b_0 b_0
				$y - y$ $z - z$	c d	b_0 b_0
Secciones huecas		Acabados en caliente Conformados en frío	cualquiera	a	a_0	
				c (*)	e	
Secciones en cañón de vigas soldadas		En general (excepto el caso del recuadro inferior) Solidaduras gruesas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	cualquiera	b	b	
				c	e	
Secciones en U o en simple T y secciones irregulares		cualquiera	c	c_0		
				e		
Sectores de perfiles de angulares		cualquiera	b	b		

(*) Para perfiles huecos conformados en frío que acrediten mediante la posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido que el perfil hueco y la materia prima de partida son del mismo tipo de acero, se permite el uso de la curva de pandeo b.

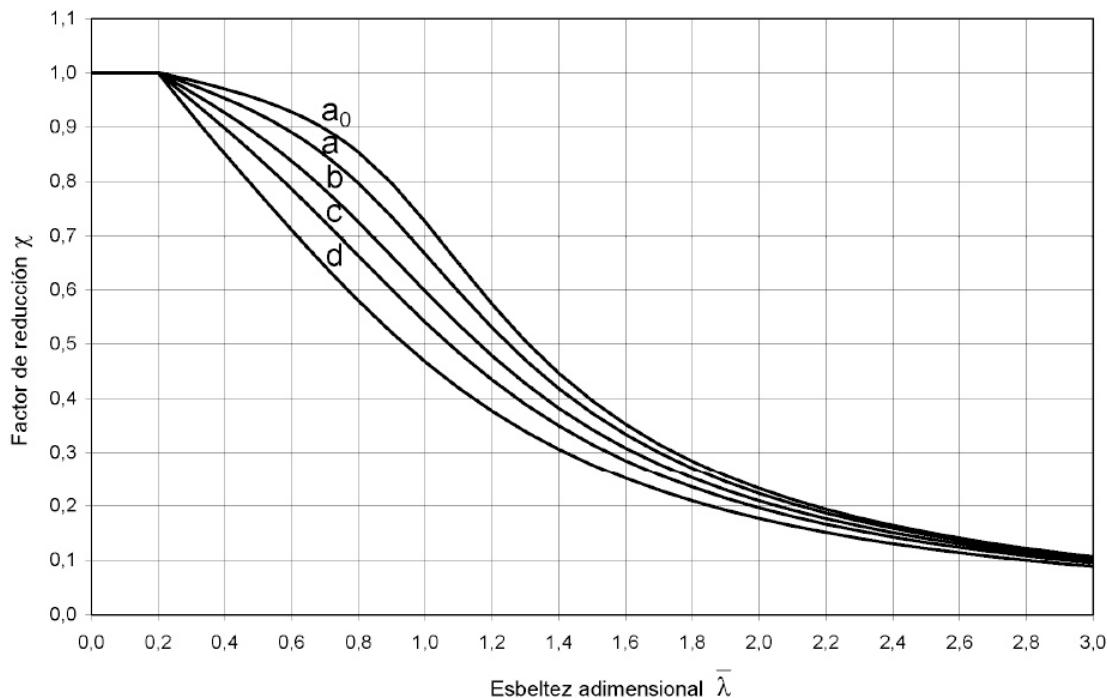


Figura A22.6.4 Curvas de pandeo

6.3.1.3 Esbeltez para el pandeo por flexión

(1) La esbeltez adimensional viene dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{para secciones de Clase 1, 2 y 3} \quad (6.50)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \quad \text{para secciones de Clase 4} \quad (6.51)$$

donde:

L_{cr} es la longitud de pandeo en el plano de pandeo considerado

i es el radio de giro alrededor del eje considerado, determinado a partir de las propiedades de la sección bruta.

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\epsilon$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ en } N/mm^2)$$

NOTA B: Para el pandeo elástico de componentes de estructuras de edificación véase el Apéndice BB.

(2) Para el pandeo por flexión, deberá elegirse la curva de pandeo apropiada de acuerdo con la tabla A22.6.2.

6.3.1.4 Esbeltez para el pandeo por torsión y el pandeo por torsión y flexión

(1) Para elementos con secciones abiertas se considerará la posibilidad de que la resistencia a pandeo por torsión y por torsión y flexión pueda ser menor que su resistencia a pandeo por flexión.

(2) La esbeltez adimensional $\bar{\lambda}_T$ para pandeo por torsión y por torsión y flexión deberá tomarse como:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \quad \text{para secciones de Clase 1, 2 y 3} \quad (6.52)$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} \quad \text{para secciones de Clase 4} \quad (6.53)$$

donde:

$$N_{cr} = N_{cr,TF} \quad \text{con} \quad N_{cr} < N_{cr,T}$$

$N_{cr,TF}$ es el esfuerzo para pandeo elástico por torsión y flexión

$N_{cr,T}$ es el esfuerzo para pandeo elástico por torsión.

(3) Para el pandeo por torsión y por torsión y flexión se deberá determinar la curva de pandeo apropiada de la tabla A22.6.2 considerando la curva correspondiente al eje $z - z$.

6.3.2 Elementos de canto constante a flexión

6.3.2.1 Resistencia a pandeo

(1) Un elemento no arriostrado lateralmente sometido a flexión alrededor de su eje fuerte deberá comprobarse a pandeo lateral según:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.54)$$

donde:

M_{Ed} es el momento de cálculo

$M_{b,Rd}$ es el momento resistente de cálculo a pandeo.

(2) Las vigas con suficiente arriostramiento en el ala comprimida no son susceptibles de pandear lateralmente. Además, las vigas con ciertos tipos de secciones, tales como secciones cuadradas o circulares huecas, secciones prefabricadas tubulares o cajón no son susceptibles de pandear lateralmente.

(3) El momento resistente de cálculo a pandeo de una viga no arriostrada lateralmente deberá tomarse como:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.55)$$

donde:

W_y es el módulo resistente de la sección:

- $W_y = W_{pl,y}$ para secciones de Clase 1 o 2
- $W_y = W_{el,y}$ para secciones de Clase 3
- $W_y = W_{eff,y}$ para secciones de Clase 4

χ_{LT} es el coeficiente de reducción para pandeo lateral.

NOTA 1: En la determinación de la resistencia a pandeo de las vigas con secciones variables podrá realizarse un análisis de segundo orden de acuerdo con el apartado 5.3.4(3). Para pandeo fuera del plano véase también el apartado 6.3.4.

NOTA 2B: Para pandeo en componentes de estructuras de edificación véase también el Apéndice BB.

(4) En la determinación de W_y , no será necesario tener en cuenta los agujeros para tornillos de los extremos de la viga.

6.3.2.2 Curvas de pandeo lateral por torsión. Caso general

(1) Salvo otras especificaciones, véase el apartado 6.3.2.3, para elementos sometidos a flexión de sección constante, el valor de χ_{LT} para la esbeltez adimensional correspondiente $\bar{\lambda}_{LT}$ deberá determinarse como:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{siendo} \quad \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (6.56)$$

donde:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} es el coeficiente de imperfección

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} es el momento crítico elástico de pandeo lateral.

(2) M_{cr} se obtendrá considerando las propiedades de la sección bruta y teniendo en cuenta las condiciones de carga, la distribución real del momento y los arriostramiento laterales.

Los valores del coeficiente de imperfección α_{LT} se establecen en la tabla A22.6.3.

Tabla A22.6.3 Valores recomendados para el factor de imperfección para las curvas de pandeo lateral por torsión

Curva de pandeo	a	b	c	d
Coeficiente de imperfección α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Las recomendaciones para la curva de pandeo vienen establecidas en la tabla A22.6.4.

Tabla A22.6.4 Valores recomendados para la curva de pandeo lateral de secciones según ecuación (6.56)

Sección transversal	Límites	Curva de pandeo
Secciones laminadas en I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Secciones soldadas en I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Otras secciones	-	d

(3) Los valores del coeficiente de reducción χ_{LT} para la esbeltez adimensional apropiada $\bar{\lambda}_{LT}$ puede obtenerse de la figura A22.6.4.

(4) Para esbelteces $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ (véase el apartado 6.3.2.3) o para $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$ (véase el apartado 6.3.2.3) los efectos del pandeo lateral pueden despreciarse y aplicar únicamente las comprobaciones de sección.

6.3.2.3 Curvas de pandeo lateral para secciones laminadas o secciones soldadas equivalentes

(1) Para secciones laminadas o soldadas equivalentes sometidas a flexión, los valores de χ_{LT} para la esbeltez adimensional correspondiente pueden determinarse según:

$$(6.57) \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ siendo } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Los parámetros para la determinación de χ_{LT} en pandeo lateral para secciones transversales de perfiles laminados o secciones soldadas equivalentes utilizando la ecuación 6.57 tendrán los siguientes valores:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \text{ (valor máximo).}$$

$$\beta = 0,75 \text{ (valor mínimo).}$$

Se utilizarán las curvas de pandeo en función de la tabla A22.6.5.

Tabla A22.6.5 Elección de la curva de pandeo lateral para secciones transversales utilizando la ecuación 6.57

Sección transversal	Límites	Curva de pandeo
Secciones en I laminadas	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Secciones en I soldadas	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d

(2) Para tener en cuenta la distribución del momento flector entre los puntos de arriostramiento lateral de los elementos, el coeficiente de reducción puede modificarse como sigue:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \quad \text{siendo} \quad \begin{cases} \chi_{LT,mod} \leq 1 \\ \chi_{LT,mod} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad (6.58)$$

donde:

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c)[1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2] \quad \text{siendo} \quad f \leq 1,0$$

k_c es un factor de corrección de acuerdo con la tabla A22.6.6.

Tabla A22.6.6 Coeficientes de corrección k_c

Distribución de momentos	k_c
$\psi = 1$	1,0
$-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

6.3.2.4 Métodos simplificados de comprobación de vigas con arriostramientos laterales en edificios

(1)B Los elementos con arriostramiento lateral puntual del ala comprimida no son susceptibles al pandeo lateral si la longitud L_c entre arriostramientos o la esbeltez resultante $\bar{\lambda}_f$ del ala comprimida equivalente cumple:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} \quad (6.59)$$

donde:

$M_{y,Ed}$ es el valor de cálculo del momento flector máximo entre puntos de arriostramiento

$$M_{c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

W_y es el módulo resistente de la sección correspondiente al ala comprimida

k_c es el factor de corrección de la esbeltez para una distribución del momento entre arriostramientos, véase la tabla A22.6.6

$i_{f,z}$ es el radio de giro del ala comprimida equivalente respecto del eje débil de la sección, formada por el ala comprimida más 1/3 de la parte comprimida del área del alma

$\bar{\lambda}_{c0}$ es el límite de esbeltez del ala comprimida equivalente, cuyo límite se define como $\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1 = 0,5$. Está definida como:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ en } N/mm^2)$$

NOTA 1B: Para secciones Clase 4 $i_{f,z}$ podrá tomarse como:

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{eff,f}}{A_{eff,f} + 1/3A_{eff,w,c}}}$$

donde:

$I_{eff,f}$ es el momento de inercia del área del ala comprimida sobre el eje débil de la sección

$A_{eff,f}$ es el área eficaz del ala de compresión

$A_{eff,w,c}$ es el área eficaz de la parte comprimida del alma.

(2)B Si la esbeltez del ala comprimida $\bar{\lambda}_f$ supera el límite establecido en el punto (1)B, el momento resistente a pandeo lateral de cálculo podrá tomarse como:

$$M_{b,Rd} = k_{fl}\chi M_{c,Rd} \quad \text{siendo } M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad (6.60)$$

donde:

χ es el coeficiente de reducción del ala comprimida equivalente determinado con $\bar{\lambda}_f$

k_{fl} es el factor de corrección que tiene en cuenta que el método del ala comprimida equivalente es conservador. El valor a utilizar será $k_{fl} = 1,10$.

(3)B Las curvas de pandeo utilizadas en el punto (2)B deberán tomarse como:

- curva d para secciones soldadas que cumplan $\frac{h}{t_f} \leq 44\varepsilon$
- curva c para el resto de secciones

donde:

h es el canto total de la sección

t_f es el espesor del ala comprimida.

NOTA B: Para pandeo lateral de componentes de estructuras en edificación arriostradas véase también el Apéndice BB.3.

6.3.3 Elementos de sección constante sometidos a flexión y compresión

(1) Salvo que se realice un análisis de segundo orden aplicando las imperfecciones establecidas en el apartado 5.3.2, la estabilidad de los elementos de sección constante con doble simetría no susceptibles a deformaciones por torsión, deberá comprobarse como indican las siguientes disposiciones, donde se distingue entre:

- elementos no susceptibles a deformaciones por torsión, por ejemplo secciones circulares huecas o con torsión impedida,
- elementos susceptibles a deformaciones por torsión, por ejemplo elementos con secciones abiertas o con torsión no impedida.

(2) Además, la resistencia de la sección en cada extremo del elemento debe satisfacer los requisitos establecidos en el apartado 6.2.

NOTA 1: La fórmula de interacción está basada en el modelo de elementos de un vano simplemente apoyados y con o sin arriostramiento lateral continuo, sometido a compresiones, momentos en los extremos y/o cargas transversales.

NOTA 2: En el caso de que las condiciones de aplicación expresadas en los puntos (1) y (2) no se cumplan, véase el apartado 6.3.4.

(3) Para elementos de sistemas estructurales, la comprobación de la resistencia podrá realizarse en base a elementos individuales de un solo vano extraídos del sistema. Los efectos de segundo orden de sistemas traslacionales (efectos $P-\Delta$) se tendrán en cuenta tanto por los momentos en los extremos del elemento como mediante las longitudes apropiadas de pandeo que correspondan, véanse los apartados 5.2.2(3)c) y 5.2.2 (8).

(4) Los elementos sometidos a la combinación de compresión y flexión deberán cumplir:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.62)$$

donde:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ y $M_{z,Ed}$ son los valores de cálculo del esfuerzo de compresión y de los momentos máximos alrededor de los ejes $y-y$ y $z-z$ a lo largo del elemento respectivamente

$\Delta M_{y,Ed}$ y $\Delta M_{z,Ed}$ son los momentos debidos al desplazamiento del centro de gravedad de acuerdo con el apartado 6.2.9.3 para secciones Clase 4, véase la tabla A22.6.7

χ_y y χ_z son los coeficientes de reducción de pandeo por flexión según el apartado 6.3.1

χ_{LT} es el coeficiente de reducción de pandeo lateral según el apartado 6.3.2

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} y k_{zz} son los coeficientes de interacción.

Tabla A22.6.7 Valores para $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ y $\Delta M_{i,Ed}$

Clase	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

NOTA: Para elementos no susceptibles a la deformación por torsión χ_{LT} sería $\chi_{LT} = 1,0$.

(5) Los coeficientes de interacción k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} y k_{zz} dependerán del método elegido. Los valores de estos coeficientes pueden obtenerse del Apéndice A (método alternativo 1) o del Apéndice B (método alternativo 2).

NOTA: Como simplificación podrán realizarse las comprobaciones únicamente en régimen elástico.

6.3.4 Método general para el pandeo lateral y flexión de elementos estructurales

(1) El siguiente método podrá aplicarse cuando los métodos establecidos en los apartados 6.3.1, 6.3.2 y 6.3.3 no sean de aplicación. Permite la comprobación de la resistencia a pandeo lateral por torsión y por flexión de componentes estructurales tales como:

- elementos individuales, de sección compuesta o no, de sección constante o no, con condiciones de apoyos complejas o no, o
- pórticos planos o subestructuras compuestas por tales elementos, sometidos a compresiones y/o flexión uniaxial en el plano, pero sin rótulas plásticas.

(2) La resistencia global a pandeo fuera del plano de todo componente estructural conforme al punto (1) podrá verificarse comprobando que:

$$\frac{\chi_{op}\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (6.63)$$

donde:

$\alpha_{ult,k}$ es el coeficiente mínimo por el que hay que multiplicar las cargas de cálculo para alcanzar la resistencia máxima característica de la sección más crítica del componente estructural considerando su comportamiento en el plano sin tener en cuenta el pandeo por flexión o torsión, pero sí todos los efectos debidos a las deformaciones geométricas dentro del plano y las imperfecciones globales y locales cuando corresponda

χ_{op} es el factor de reducción para la esbeltez adimensional $\overline{\lambda}_{op}$, véase el punto (3), para tener en cuenta el pandeo lateral por torsión y por flexión.

(3) La esbeltez adimensional global $\overline{\lambda}_{op}$ para componentes estructurales deberán determinarse a partir de la expresión siguiente:

$$\overline{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \quad (6.64)$$

donde:

$\alpha_{ult,k}$ se define en (2)

$\alpha_{cr,op}$ es el coeficiente mínimo por el que hay que multiplicar las cargas de diseño actuando en el plano para alcanzar la resistencia crítica elástica del componente estructural con respecto al pandeo lateral o flexión sin tener en cuenta el pandeo por flexión en el plano.

NOTA: En la determinación de $\alpha_{cr,op}$ y $\alpha_{ult,k}$ se podrán aplicar Análisis por Elementos Finitos.

(4) El coeficiente de reducción χ_{op} se podrá determinar por cualquiera de los siguientes métodos:

a) el valor mínimo de

χ para pandeo de acuerdo al apartado 6.3.1

χ_{LT} para pandeo lateral de acuerdo al apartado 6.3.2.

Ambas se calcularán para la esbeltez adimensional global $\overline{\lambda}_{op}$.

NOTA: Por ejemplo, cuando $\alpha_{ult,k}$ se determine por la comprobación de la sección $\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$ este método conduce a:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/Y_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}/Y_{M1}} \leq \chi_{op} \quad (6.65)$$

- b) un valor interpolado entre los valores χ y χ_{LT} como se determina en a) utilizando la fórmula para $\alpha_{ult,k}$ correspondiente a la sección crítica.

NOTA: Por ejemplo cuando $\alpha_{ult,k}$ se determine por la comprobación de la sección $\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$ este método conduce a:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{Rk}/Y_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/Y_{M1}} \leq 1 \quad (6.66)$$

6.3.5 Pandeo lateral de los elementos con rótulas plásticas en edificación

6.3.5.1 Generalidades

(1)B Las estructuras podrán calcularse utilizando un análisis plástico siempre que el pandeo lateral en el pórtico sea impedido por los siguientes medios:

- a) arriostramientos en la ubicación de las rótulas plásticas "rotadas", véase el apartado 6.3.5.2, y
- b) comprobación de la longitud estable del segmento entre tales arriostramientos y otros arriostramientos laterales, véase el apartado 6.3.5.3.

(2)B No será necesario arriostar las rótulas plásticas que "no roten" bajo todas las combinaciones de cargas de estado límite último.

6.3.5.2 Arriostramiento en rótulas plásticas rotadas

(1)B En cada ubicación donde se encuentre una rótula plástica rotada la sección deberá tener un arriostramiento lateral y torsional eficaz con resistencia apropiada a las fuerzas laterales y torsión provocados por las deformaciones plásticas locales del elemento en este punto.

(2)B Los arriostramientos eficaces deberán disponerse para:

- elementos sometidos tanto a momentos como a momentos y esfuerzos axiles por un arriostramiento lateral en ambas alas. Esto puede conseguirse mediante el arriostramiento lateral de un ala y un arriostramiento rígido a torsión de la sección transversal para evitar el movimiento lateral del ala comprimida respecto del ala traccionada, véase la figura A22.6.5.
- elementos sometidos tanto únicamente a momentos como a momentos y esfuerzo de tracción en los que el ala comprimida está en contacto con una losa, por un arriostramiento lateral y torsional del ala comprimida (por ejemplo conectándola a la losa, véase la figura A22.6.6). Para aquellas secciones más esbeltas que las laminadas en I y H, la distorsión de la sección deberá evitarse en las rótulas plásticas (por ejemplo mediante un rigidizador del alma también conectado al ala comprimida con una unión rígida del ala comprimida con la losa).

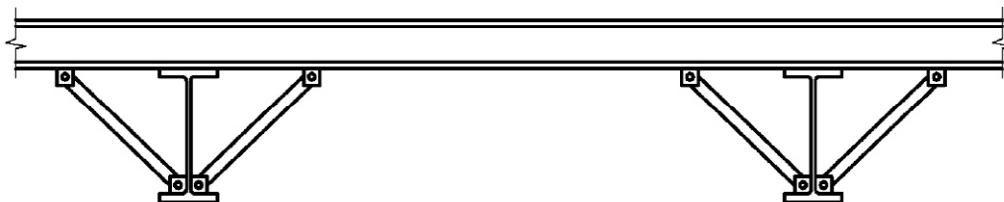


Figura A22.6.5 Arriostramiento torsional rígido típico

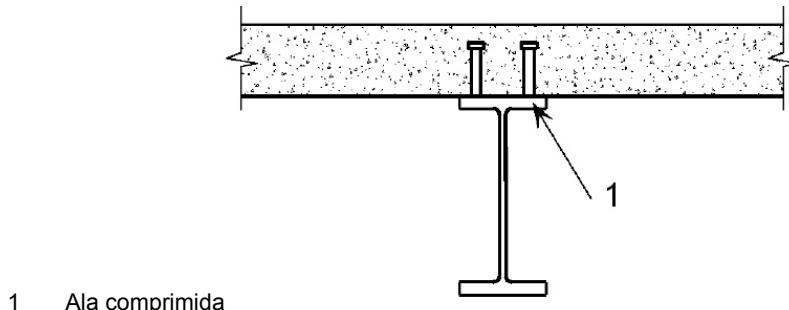


Figura A22.6.6 Arriostramiento lateral y torsional típico del ala comprimida por una losa

(3)B En cada rótula plástica, las uniones (por ejemplo los tornillos) del ala comprimida al elemento resistente en este punto (por ejemplo las correas), y todo elemento intermedio (por ejemplo una diagonal) deberán calcularse para resistir una fuerza local de al menos un 2,5% de $N_{f,Ed}$ (definido en el apartado 6.3.5.2(5)B) transmitido por las alas en su plano y perpendicular al plano del alma, sin combinación con otras cargas.

(4)B Cuando no sea posible realizar este arriostramiento directamente en la posición de la rótula, deberá disponerse en una distancia no mayor de $h/2$ medida a lo largo del elemento, donde h es la altura total del elemento en la rótula.

(5)B Para dimensionar el sistema de arriostramiento, véase el apartado 5.3.3, deberá realizarse una comprobación adicional a la relativa a la de imperfecciones definidas en el apartado 5.3.3, para asegurar que el sistema de arriostramiento sea capaz de resistir los efectos de las fuerzas locales Q_m aplicadas en cada elemento estabilizado en la posición las rótulas plásticas, donde:

$$Q_m = 1,5\alpha_m \frac{N_{f,Ed}}{100} \quad (6.67)$$

donde

$N_{f,Ed}$ es el axil en el ala comprimida del elemento estabilizado en la ubicación de la rótula plástica

α_m se define en el apartado 5.3.3(1).

NOTA: Para la combinación con cargas externas véase también el apartado 5.3.3(5).

6.3.5.3 Verificación de la longitud estable del segmento

(1)B La resistencia a pandeo lateral de los segmentos entre arriostramientos puede realizarse comprobando que las longitudes entre arriostramientos no son superiores a la longitud estable.

Para segmentos de viga de sección uniforme en I o H de $\frac{h}{t_f} \leq 40\varepsilon$ sometidos a una variación lineal de momentos y sin compresión axial significativa, la longitud estable podrá obtenerse de:

$$L_{estable} = 35\varepsilon i_z \quad \text{para } 0,625 \leq \Psi \leq 1 \quad (6.68)$$

$$L_{estable} = (60 - 40\Psi)\varepsilon i_z \quad \text{para } -1 \leq \Psi \leq 0,625$$

donde:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y \left[\frac{N}{mm^2} \right]}}$$

$$\Psi = \frac{M_{Ed,min}}{M_{pl,Rd}} = \text{relación de los momentos en los extremos del segmento.}$$

NOTA B: Para la longitud estable de un segmento véase también el Apéndice BB. 3.

(2)B Cuando se reduzca una rótula plástica inmediatamente próxima al extremo de una cartela, el elemento de altura variable no necesitará tratarse como segmento adyacente a una rótula plástica si se cumplen los criterios siguientes:

- a) El arriostramiento en la ubicación de la rótula plástica deberá estar situado en una distancia menor a $h/2$ en la longitud del elemento de altura variable, y no en el de sección constante;
- b) el ala comprimida de la cartela permanecerá en régimen elástico a lo largo de su longitud.

NOTA B: Para más información véase el Apéndice BB.3.

6.4 Elementos compuestos comprimidos

6.4.1 Generalidades

(1) Los elementos de sección constante compuesta comprimidos con extremos articulados apoyados lateralmente deberán calcularse con el modelo siguiente, véase la figura A22.6.7.

1. El elemento podrá considerarse como un pilar con una imperfección en arco $e_0 = \frac{L}{500}$.
2. Las deformaciones elásticas de las celosías y presillas, véase la figura A22.6.7, pueden considerarse como una resistencia constante (extendida) a cortante S_v del pilar.

NOTA: Para otras condiciones en los extremos se tomarán las modificaciones apropiadas.

(2) El modelo de un elemento de sección constante compuesto comprimido es de aplicación cuando:

1. La celosía y presillas constan de los mismos módulos que los cordones paralelos.
2. El número mínimo de módulos en un elemento es tres.

NOTA: Esta hipótesis permite a la estructura ser regular y extenderse de una estructura discreta a una continua.

(3) El procedimiento de cálculo es aplicable a elementos compuestos por celosías y presillas en dos planos, véase la figura A22.6.8.

(4) Los cordones pueden ser de alma llena o en celosías o empresillados en el plano perpendicular.

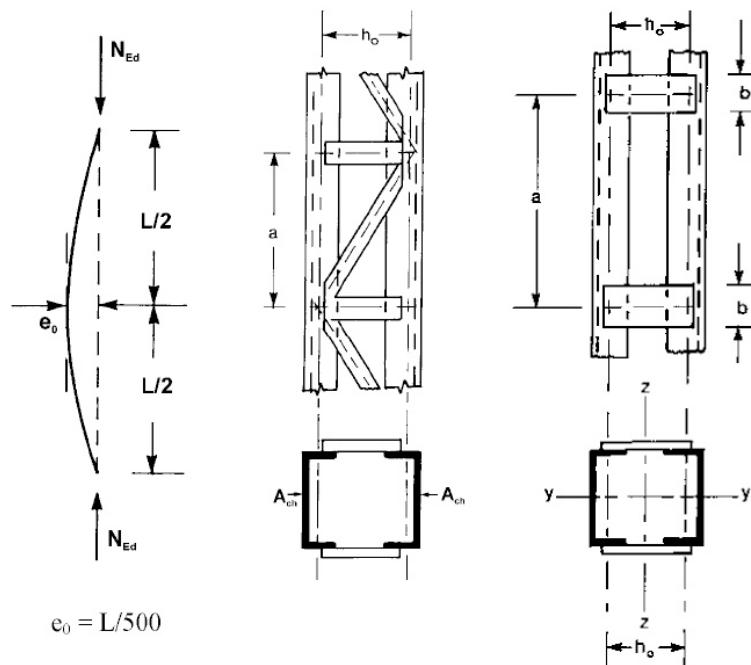


Figura A22.6.7 Pilares de sección compuesta constante con celosías y presillas

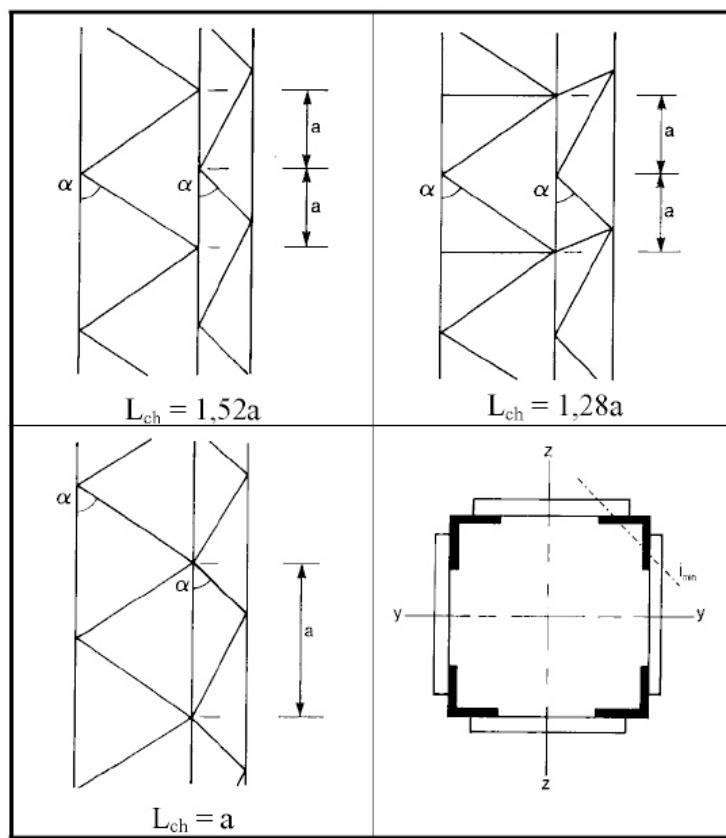


Figura A22.6.8 Triangulaciones en cuatro lados y longitud de pandeo L_{ch} de los cordones.

(5) Las comprobaciones deberán realizarse para los cordones utilizando los esfuerzos de cálculo $N_{ch,Ed}$ producidos por las fuerzas de compresión N_{Ed} y momentos M_{Ed} en el centro de vano de los elementos compuestos.

(6) Para un elemento con dos cordones iguales el esfuerzo axil de cálculo $N_{ch,Ed}$ deberá determinarse de:

$$N_{ch,Ed} = 0,5N_{Ed} + \frac{M_{Ed}h_0A_{ch}}{2I_{eff}} \quad (6.69)$$

donde:

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed}e_0 + M_{Ed}^I}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}}$$

$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{L^2}$ es el esfuerzo crítico eficaz del elemento compuesto

N_{Ed} es el valor de cálculo de la compresión del elemento compuesto

M_{Ed} es el valor de cálculo del máximo momento en el centro del elemento compuesto considerando efectos de segundo orden

M_{Ed}^I es el valor de cálculo del máximo momento en el centro del elemento compuesto sin considerar efectos de segundo orden

h_0 es la distancia entre los centros de gravedad de los cordones

A_{ch} es el área de la sección de un cordón

I_{eff} es el momento de inercia eficaz del elemento compuesto, véanse los apartados 6.4.2 y 6.4.3

S_v es la rigidez a cortante de las triangulaciones o del panel empesillado, véanse los apartados 6.4.2 y 6.4.3.

(7) Deberán realizarse las comprobaciones de las triangulaciones de los elementos compuestos triangulados o de los momentos y esfuerzos cortantes de los pórticos de los paneles de empesillados de los elementos compuestos para los paneles extremos considerando el cortante en el elemento compuesto:

$$V_{Ed} = \pi \frac{M_{Ed}}{L} \quad (6.70)$$

6.4.2 Elementos triangulados comprimidos

6.4.2.1 Resistencia de los componentes de los perfiles triangulados comprimidos

(1) Los cordones y diagonales sometidos a compresiones deberán calcularse a pandeo.

NOTA: Podrán despreciarse momentos de segundo orden.

(2) Para los cordones, la comprobación a pandeo deberá realizarse como sigue:

$$\frac{N_{ch,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.71)$$

donde:

$N_{ch,Ed}$ es la compresión de cálculo en el cordón a media longitud del elemento compuesto de acuerdo con el apartado 6.4.1(6)

$N_{b,Rd}$ es el valor de cálculo de la resistencia a pandeo del cordón teniendo en cuenta la longitud de pandeo L_{ch} de la figura A22.6.8.

- (3) La rigidez a cortante S_v de las triangulaciones deberá tomarse de la figura A22.6.9.
- (4) El momento de inercia eficaz del elemento compuesto triangulado podrá tomarse como:

$$I_{eff} = 0,5h_0^2A_{ch} \quad (6.72)$$

Sistema			
S_v	$\frac{nEA_dah_0^2}{2d^3}$	$\frac{nEA_dah_0^2}{d^3}$	$\frac{nEA_dah_0^2}{d^3 \left[1 + \frac{A_d h_0^3}{A_v d^3} \right]}$

n es el número de planos de triangulación
 A_d y A_v son las áreas de la sección transversal de las diagonales y montantes

Figura A22.6.9 Rigidez a cortante de los elementos compuestos triangulados.

6.4.2.2 Detalles constructivos

- (1) Los sistemas de triangulación en caras opuestas de los elementos compuestos con dos planos de triangulación paralelos deberán corresponderse a sistemas como el mostrado en la figura A22.6.10(a), dispuestos de forma que uno es el simétrico del otro.
- (2) Cuando el sistema de triangulación en caras opuestas de los elementos compuestos con dos planos de triangulación paralelos se disponen de forma opuesta como indica la figura A22.6.10(b), los efectos resultantes de torsión en el elemento deberán tenerse en cuenta.
- (3) Los paneles de unión deberán disponerse en los extremos de los sistemas de triangulación, en los puntos donde la triangulación se interrumpe y en juntas con otros elementos.

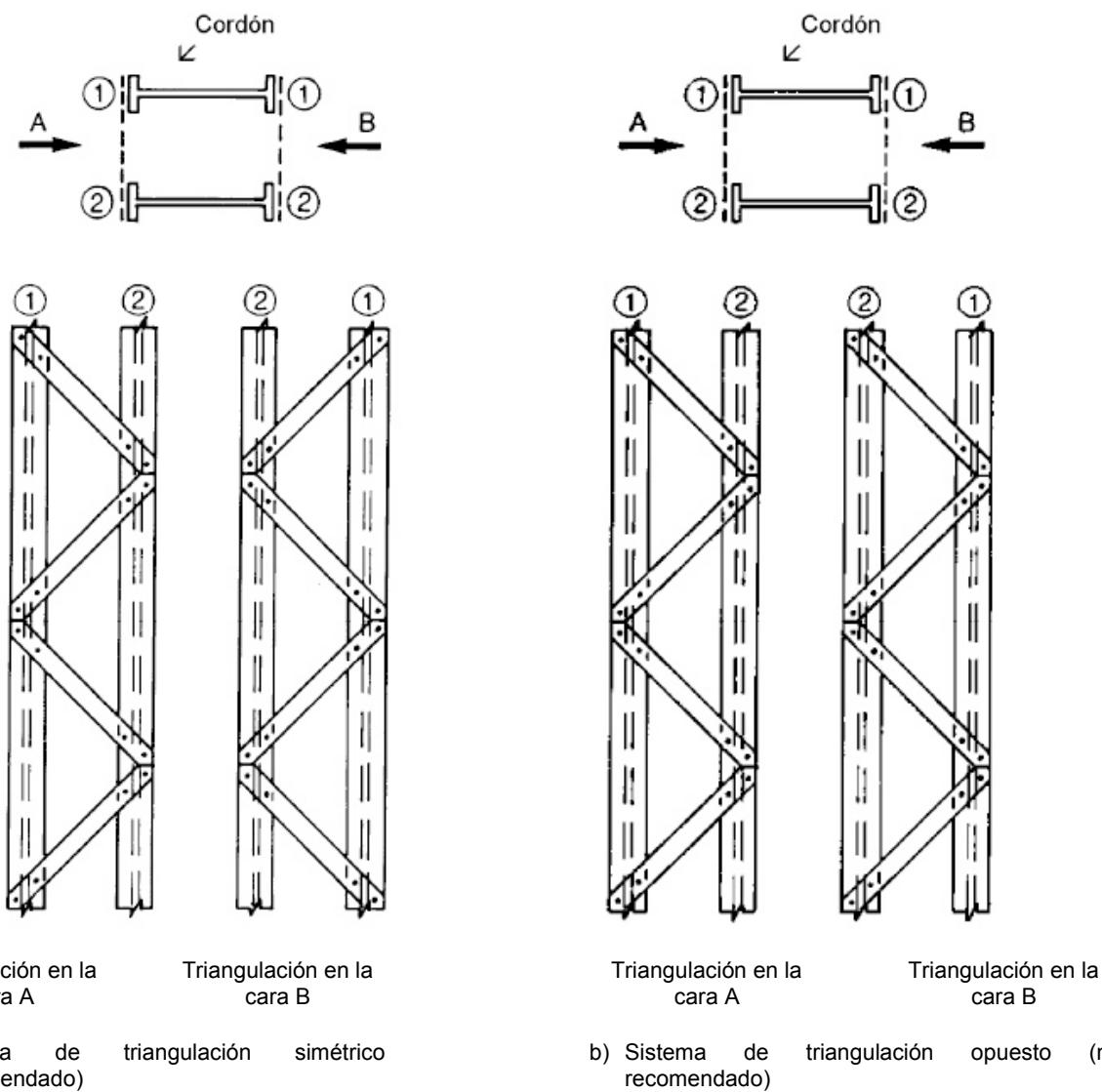


Figura A22.6.10 Sistemas de triangulación en caras opuestas de un elemento compuesto con dos planos de triangulación paralelos

6.4.3 Elementos empresillados comprimidos

6.4.3.1 Resistencia de los elementos empresillados comprimidos

(1) Los cordones y los empresillados y sus juntas con los cordones deberán comprobarse para los momentos y fuerzas reales en un panel extremo y a media luz como indica la figura A22.6.11.

NOTA: Por simplicidad, los esfuerzos máximos en los cordones $N_{ch,Ed}$ podrán combinarse con el cortante máximo de cálculo V_{Ed} .

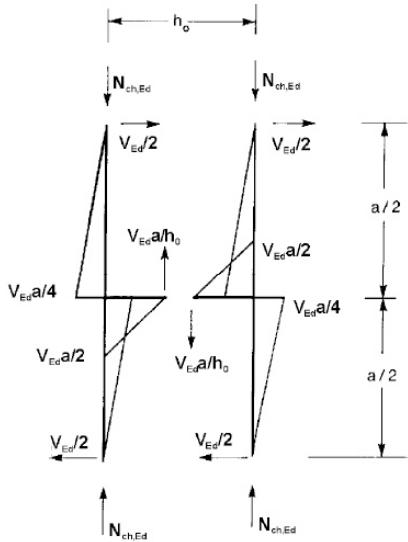


Figura A22.6.11 Momentos y fuerzas en un panel extremo de un elemento compuesto empresillado

(2) La rigidez a cortante S_v deberá tomarse como:

$$S_v = \frac{24EI_{ch}}{a^2 \left[1 + \frac{2I_{ch}h_0}{nI_b a} \right]} \leq \frac{2\pi^2 EI_{ch}}{a^2} \quad (6.73)$$

(3) Las inercias eficaces de los elementos empresillados compuestos pueden tomarse como:

$$I_{eff} = 0,5h_0^2 A_{ch} + 2\mu I_{ch} \quad (6.74)$$

donde:

- I_{ch} inercia de un cordón en el plano
- I_b inercia de una presilla en el plano
- μ factor de eficiencia de la tabla A22.6.8
- n número de planos de triangulación.

Tabla A22.6.8 Factor de eficiencia μ

Criterio	Factor de eficiencia μ
$\lambda \geq 150$	0
$75 < \lambda < 150$	$\mu = 2 - \frac{\lambda}{75}$
$\lambda \leq 75$	1,0

donde $\lambda = L/i_0$; $i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}}$; $I_1 = 0,5h_0^2 A_{ch} + 2I_{ch}$

6.4.3.2 Detalles constructivos

- (1) Deberán disponerse presillas en cada extremo del elemento.
- (2) Donde las presillas estén dispuestas en planos paralelos, deberán disponerse los empresillados de forma enfrentada en cada plano.

(3) También deberán disponerse presillas en puntos intermedios donde se apliquen cargas o hayan arriostramientos laterales.

6.4.4 Elementos compuestos próximos

(1) Los elementos compuestos comprimidos con cordones en contacto o próximos y unidos por chapas, véase la figura A22.6.12, o elementos angulares unidos en estrella unidos por pares de presillas en dos planos perpendiculares, véase la figura A22.6.13, deberán comprobarse a pandeo como un elemento individual omitiendo el efecto de la rigidez a cortante ($S_v = \infty$), cuando se cumplan las condiciones de la tabla A22.6.9.

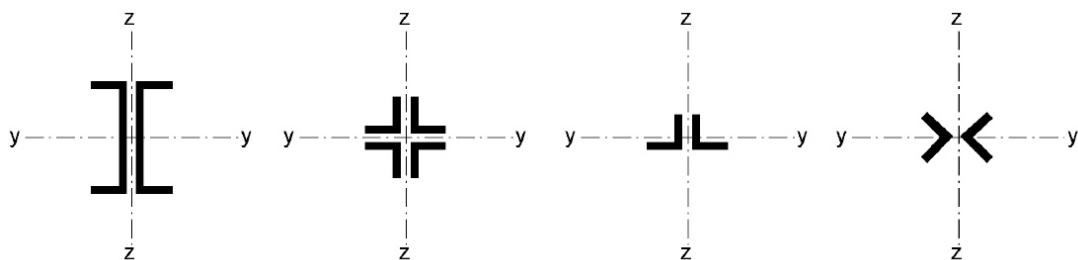


Figura A22.6.12 Elementos compuestos próximos

Tabla A22.6.9 Espaciamiento máximo entre interconexiones en elementos compuestos cercanos o angulares unidos en estrella

Tipo de elemento compuesto	Máximo espaciamiento entre conexiones *
Elementos de acuerdo a la figura A22.6.12 conectados por tornillos o soldaduras	$15i_{min}$
Elementos de acuerdo con la figura A22.6.13 conectados por pares de presillas	$70i_{min}$

* Distancia de centro a centro de las conexiones

i_{min} es el radio mínimo de giro de un cordón o angular

(2) Deberá determinarse los esfuerzos cortantes transmitidos por las presillas mediante el apartado 6.4.3.1(1).

(3) Para el caso de angulares con lados desiguales, véase la figura A22.6.13, deberá comprobarse el pandeo en el eje $y - y$ con:

$$i_y = \frac{i_0}{1,15} \quad (6.75)$$

donde:

i_0 es el radio mínimo de giro del elemento compuesto.

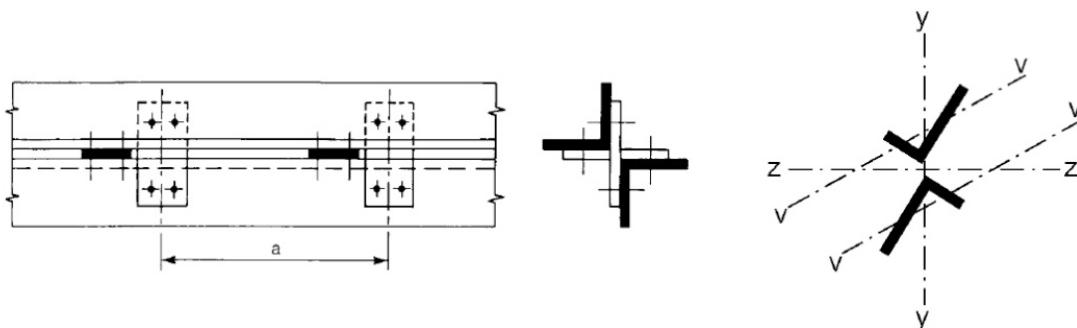


Figura A22.6.13 Elementos angulares unidos en estrella

7. Estados límite de servicio

7.1 Generalidades

- (1) Una estructura de acero deberá calcularse y construirse de forma que se cumplan los criterios de servicio correspondientes.
- (2) Los requisitos básicos de los estados límite de servicio se establecen en el apartado 3.4 del Anejo 18 del Código Estructural.
- (3) Todos los estado límite de servicio y la carga y el modelo de análisis asociados deberán especificarse en un proyecto.
- (4) Cuando se utilice un análisis plástico global para la comprobación de los estados límites últimos, podrá producirse una redistribución plástica de los esfuerzos en el estado límite de servicio. Si se produce, deberán considerarse los efectos.

7.2 Estados límite de servicio en edificación

7.2.1 Flechas verticales

- (1)B Los límites de las flechas verticales, conformes a la legislación específica, deberán especificarse para cada proyecto acordándose con cada cliente.

La estructura deberá presentar unas deformaciones verticales admisibles, lo que se entenderá que se cumple cuando se satisfagan las limitaciones definidas por la Propiedad, de acuerdo con lo establecido en la reglamentación vigente. En el caso de las estructuras de edificación, se utilizarán las siguientes limitaciones indicadas en el apartado 4.3.3.1 del Documento Básico "Seguridad Estructural" del Código Técnico de la Edificación:

- Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:
 - a) 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;
 - b) 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;
 - c) 1/300 en el resto de los casos.

- Cuando se considere el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa, es menor que 1/350.
- Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que 1/300.

Las condiciones anteriores deben verificarse entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos. En general, será suficiente realizar dicha comprobación en dos direcciones ortogonales.

En los casos en los que los elementos dañables (por ejemplo tabiques, pavimentos) reaccionan de manera sensible frente a las deformaciones (flechas o desplazamientos horizontales) de la estructura portante, además de la limitación de las deformaciones se adoptarán medidas constructivas apropiadas para evitar daños. Estas medidas resultan particularmente indicadas si dichos elementos tienen un comportamiento frágil.

7.2.2 Flechas horizontales

(1)B La estructura deberá presentar unas deformaciones horizontales admisibles, lo que se entenderá que se cumple cuando se satisfagan las limitaciones definidas por la Propiedad, de acuerdo con lo establecido en la reglamentación vigente. En el caso de las estructuras de edificación, se utilizarán las siguientes limitaciones indicadas en el apartado 4.3.3.2 del Documento Básico “Seguridad Estructural” del Código Técnico de la Edificación:

- Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome (véase la figura A22.7.1) es menor de:
 - a) desplome total: 1/500 de la altura total del edificio;
 - b) desplome local: 1/250 de la altura de la planta, en cualquiera de ellas.
- Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo (véase figura A22.7.1) es menor que 1/250.
- En general es suficiente que dichas condiciones se satisfagan en dos direcciones sensiblemente ortogonales en planta.

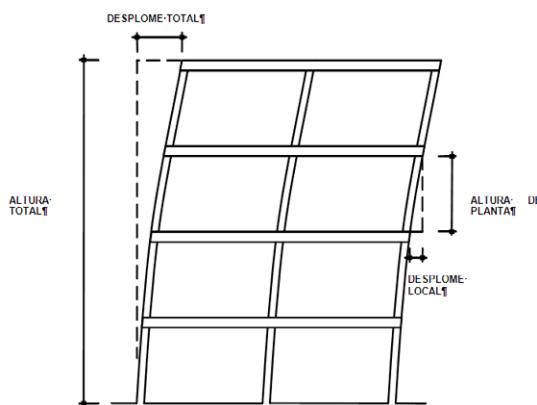


Figura A22.7.1 Desplome

7.2.3 Efectos dinámicos

(1)B La estructura deberá capacidad admisible frente a las vibraciones, lo que se entenderá que se cumple cuando se satisfagan las limitaciones definidas por la Propiedad, de acuerdo con lo establecido en la reglamentación vigente. En el caso de las estructuras de edificación, se utilizarán las siguientes limitaciones indicadas en el apartado 4.3.4 del Documento Básico “Seguridad Estructural” del Código Técnico de la Edificación:

- Un edificio se comporta adecuadamente ante vibraciones debidas a acciones dinámica, si la frecuencia de la acción dinámica (frecuencia de excitación) se aparta suficientemente de sus frecuencias propias.
- En el cálculo de la frecuencia propia se tendrán en cuenta las posibles contribuciones de los cerramientos, separaciones, tabiquerías, revestimientos, solados y otros elementos constructivos, así como la influencia de la variación del módulo de elasticidad y, en el caso de los elementos de hormigón, la de la fisuración.
- Si las vibraciones pueden producir el colapso de la estructura portante (por ejemplo debido a fenómenos de resonancia, o a la pérdida de la resistencia por fatiga) se tendrá en cuenta en la verificación de la capacidad portante, tal como se establece en el DB respectivo.
- Se admite que una planta de piso susceptible de sufrir vibraciones por efecto rítmico de las personas, es suficientemente rígida, si la frecuencia propia es mayor de:
 - a) 8 hercios, en gimnasios y polideportivos;
 - b) 7 hercios en salas de fiesta y locales de pública concurrencia sin asientos fijos;
 - c) 3,4 hercios en locales de espectáculos con asientos fijos.

Apéndice A Método 1: coeficientes recomendados de interacción k_{ij} para la fórmula de interacción en 6.3.3(4)

Tabla A22.A.1 Coeficientes de interacción k_{ij} (6.3.3(4))

Coeficiente de interacción	Hipótesis de cálculo	
	Propiedades elásticas secciones Clase 3 o 4	Propiedades plásticas secciones Clase 1 o 2
k_{yy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
k_{yz}	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{yz}} 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}}$
k_{zy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
k_{zz}	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$
Términos auxiliares		
$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$ $\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$ $w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5$ $w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ $\text{con } b_{LT} = 0,5 a_{LT} \bar{\lambda}_0^2 \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$ $C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - \frac{14}{w_z^5} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$ $\text{con } c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$ $C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{14}{w_y^5} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$	

$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_M}$ C_{my} véase tabla A22.A.2 $a_{LT} = 1 - \frac{I_t}{I_y} \geq 0$	$\text{con } d_{LT} = 2a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my}\chi_{LT}M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz}M_{pl,z,Rd}}$ $C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 - e_{LT} \right) n_{pl} \right] \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$ $\text{con } e_{LT} = 1,7a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my}\chi_{LT}M_{pl,y,Rd}}$
	$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z)$ $\bar{\lambda}_0$ = Esbeltez adimensional de pandeo lateral cuando actúa un momento uniforme, es decir, cuando $\psi_y = 1,0$ en la tabla A22.A.2 $\bar{\lambda}_{LT}$ = Esbeltez adimensional de pandeo lateral $\text{Para } \bar{\lambda}_0 \leq 0,2\sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$ $C_{my} = C_{my,0}$ $C_{mz} = C_{mz,0}$ $C_{mLT} = 1,0$ $\text{Para } \bar{\lambda}_0 > 0,2\sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$ $C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}$ $C_{mz} = C_{mz,0}$ $C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1$ $C_{mi,0}$ véase la tabla A22.A.2 $\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}}$ para secciones de Clase 1, 2 y 3. $\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}}$ para secciones de Clase 4. $N_{cr,y}$ Esfuerzo axil crítico elástico por pandeo por flexión alrededor del eje y-y.

$N_{cr,z}$ Esfuerzo axial crítico elástico por pandeo por flexión alrededor del eje z-z.

$N_{cr,T}$ Esfuerzo axial crítico elástico por pandeo por torsión.

I_t Módulo de torsión uniforme.

I_y Inercia a flexión alrededor del eje y-y.

C_1 Es un coeficiente que depende de la carga y de las condiciones de vinculación de los extremos y que puede tomarse como k_c^{-2} , donde k_c se toma de la tabla A22.6.6.

Tabla A22.A.2 Coeficientes $C_{mi,0}$ para la obtención del momento equivalente uniforme

Diagrama de momento	$C_{mi,0}$
	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33)\frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_i \delta_x }{L^2 M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ $M_{i,Ed}(x)$ es el máximo momento $M_{y,Ed}$ o $M_{z,Ed}$ $ \delta_x $ es la máxima flecha a lo largo del elemento
	$C_{mi,0} = 1 - 0,18 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

Apéndice B Método 2: Coeficientes recomendados de interacción k_{ij} para la fórmula de interacción 6.3.3(4)

Tabla A22.B.1 Coeficientes de interacción k_{ij} para elementos no susceptibles a deformaciones por torsión

Coeficiente de interacción	Tipo de sección	Hipótesis de cálculo	
		Propiedades elásticas secciones Clase 3 o 4	Propiedades plásticas secciones Clase 1 o 2
k_{yy}	Secciones en I Huecas rectangulares (SHR)	$C_{my} \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
		k_{zz}	$0,6 \cdot k_{zz}$
k_{zy}	Secciones en I SHR	$0,8 \cdot k_{yy}$	$0,6 \cdot k_{yy}$
k_{zz}	Secciones en I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	SHR		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Para secciones I y H y SHR bajo axiles de compresión y momentos en un eje $M_{y,Ed}$, el coeficiente k_{zy} podrá tomarse nulo.

Tabla A22.B.2 Coeficientes de interacción k_{ij} para elementos susceptibles a deformaciones por torsión

Coeficiente de interacción	Hipótesis de cálculo	
	Propiedades elásticas secciones Clase 3 o 4	Propiedades plásticas secciones Clase 1 o 2
k_{yy}	se adopta el valor de la tabla A22.B.1	se adopta el valor de la tabla A22.B.1
k_{yz}	se adopta el valor de la tabla A22.B.1	se adopta el valor de la tabla A22.B.1
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} \right]$ <p>Para $\bar{\lambda}_z < 0,4$:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq$ $1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}}$
k_{zz}	se adopta el valor de la tabla A22.B.1	se adopta el valor de la tabla A22.B.1

Tabla A22.B.3 Coeficientes C_m para la obtención del momento equivalente uniforme en tablas A22.B.1 y A22.B.2

Diagrama de momento	Rango	C_{my} y C_{mz} y C_{myLT}		
		Carga uniforme	Carga puntual	
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$		
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$ $0,2 + 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$	
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$ $-0,8 \alpha_s \geq 0,4$	
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1 - \psi) - 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$ $0,2(-\psi) - 0,8 \cdot \alpha_s \geq 0,4$	
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h$ $0,90 + 0,1 \cdot \alpha_h$	
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h$ $0,90 + 0,1 \cdot \alpha_h$	
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h \cdot (1 + 2\psi)$ $0,90 + 0,1 \cdot \alpha_h \cdot (1 + 2\psi)$	
Para elementos con modo de pandeo traslacional el momento equivalente uniforme deberá tomarse como $C_{my} = 0,9$ o $C_{mz} = 0,9$.				
$C_{my} = 0,9$, $C_{mz} = 0,9$ y $C_{myLT} = 0,9$ deberán obtenerse de acuerdo con el diagrama de momentos flectores entre los puntos de refuerzo como sigue:				
Coeficiente de momento eje flector puntos reforzados en la dirección				
C_{my}	y-y		$z-z$	
C_{mz}	$z-z$		y-y	
C_{myLT}	y-y		y-y	

Apéndice AB Disposiciones adicionales de cálculo recomendadas en edificación

AB.1 Análisis estructural considerando la no linealidad de los materiales

(1)B En caso de no linealidades del material los efectos de las acciones en una estructura pueden determinarse por un método de incremento de las cargas de cálculo a considerar para la situación de cálculo correspondiente.

(2)B En este método incremental cada acción permanente o variable deberá aumentarse proporcionalmente.

AB.2 Disposiciones simplificadas para el cálculo de vigas continuas de forjados

(1)B Para vigas continuas de edificios con losas y sin voladizos en las que la distribución de cargas uniforme es dominante, será suficiente considerar únicamente las siguientes disposiciones de cargas:

- a) vanos alternos cargados con las cargas permanentes y variables de cálculo ($\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$), el resto soportan únicamente la carga permanente de cálculo $\gamma_G G_k$,
- b) pares de vanos adyacentes cargados con las cargas permanentes y variables de cálculo ($\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$), el resto soportan únicamente la carga permanente de cálculo $\gamma_G G_k$.

NOTA 1: a) es de aplicación en momentos positivos, b) es de aplicación en momentos negativos.

Apéndice BB Recomendaciones sobre pandeo en estructuras de edificación

BB.1 Pandeo estructural de elementos de estructuras trianguladas y en celosía

BB.1.1 Generalidades

(1)B Para cordones, en general, y para el pandeo fuera del plano para montantes y diagonales, la longitud de pandeo L_{cr} podrá tomarse igual a la longitud del sistema L , véase el apartado BB.1.3(1)B, salvo que un análisis justifique un valor menor.

(2)B La longitud de pandeo L_{cr} de cordones con secciones I y H podrá tomarse como $0,9 L$ para pandeos en el plano y $1,0 L$ fuera de él, salvo que un análisis justifique un valor menor.

(3)B Para el cálculo a pandeo en el plano de montantes y diagonales se puede considerar una longitud de pandeo menor que la del sistema, siempre que los cordones estén dispuestos con las coacciones apropiadas y las conexiones en los extremos tengan la fijación apropiada (al menos dos tornillos si son atornilladas)

(4)B Bajo estas condiciones, en estructuras trianguladas normales, la longitud de pandeo L_{cr} para montantes y diagonales con pandeo en el plano de la estructura puede tomarse $0,9 L$, excepto en secciones angulares, véase el apartado BB.1.2.

BB.1.2 Montantes y diagonales formados por angulares

(1)B Siempre que los cordones supongan una coacción en los extremos de los montantes y diagonales formados por angulares y que las uniones extremas aporten cierta fijación (al menos dos tornillos en uniones atornilladas) se podrán despreciar las excentricidades y se podrá considerar que los extremos son fijos en el cálculo de los montantes y diagonales a compresión:

$$\begin{aligned}\bar{\lambda}_{eff,v} &= 0,35 + 0,7\bar{\lambda}_v && \text{para pandeo en el eje } v - v \\ \bar{\lambda}_{eff,y} &= 0,50 + 0,7\bar{\lambda}_y && \text{para pandeo en el eje } y - y \\ \bar{\lambda}_{eff,z} &= 0,50 + 0,7\bar{\lambda}_z && \text{para pandeo en el eje } z - z\end{aligned}\quad (\text{BB. 1})$$

donde $\bar{\lambda}$ se define en el apartado 6.3.1.2.

(2)B Cuando se utilice únicamente un tornillo para conexiones en los extremos de montantes y diagonales formados por angulares, se deberá considerar la excentricidad según el apartado 6.2.9 y la longitud de pandeo L_{cr} deberá tomarse igual a la longitud del elemento L .

BB.1.3 Elementos de sección hueca

(1)B La longitud de pandeo L_{cr} de un cordón de sección hueca deberá tomarse como $0,9 L$ tanto para el pandeo en plano como fuera del mismo, donde L es la longitud del sistema del plano correspondiente. La longitud del sistema en el plano es la distancia entre uniones. La longitud del sistema fuera del plano es la distancia entre apoyos laterales, salvo que un análisis justifique un valor menor.

(2)B La longitud de pandeo L_{cr} para montantes y diagonales de sección hueca con conexiones atornilladas podrá tomarse como $1,0 L$ para ambos pandeos dentro y fuera del plano.

(3)B Para grandes vigas en celosía con cordones paralelos y montantes y diagonales, para cuya relación de diámetros o anchos β entre montantes o diagonales con respecto al cordón sea menor de 0,6, la longitud de pandeo L_{cr} de los montantes y diagonales de sección hueca sin recortes o aplastados, soldado alrededor de su perímetro al cordón de la sección hueca, podrá generalmente

tomarse como $0,7 L$ para ambos pandeos dentro y fuera del plano, salvo que ensayos o cálculos justifiquen un valor menor.

BB.2 Arriostramientos continuos

BB.2.1 Arriostramiento continuo lateral

(1)B Si la chapa nervada se conecta a una viga correctamente, y la condición expresada en la forma (BB.2) se cumple, la viga en la conexión podrá considerarse coaccionada lateralmente en el plano de la chapa.

$$S \geq \left(EI_w \frac{\pi^2}{L^2} + GI_T + EI_z \frac{\pi^2}{L^2} 0,25h^2 \right) \frac{70}{h^2} \quad (\text{BB.2})$$

donde:

S es la rigidez a cortante (por unidad de longitud de la viga) proporcionada por la chapa a la viga con respecto de su deformación en el plano de la chapa conectada que se une a la parte inferior de la viga en cada nervio

I_w es la inercia de alabeo

I_t es la inercia de torsión

I_z es la inercia del área de la sección sobre el eje débil de la sección

L es la longitud de la viga

h es el canto de la viga.

Si la chapa está conectada a la viga únicamente cada dos nervios, S deberá sustituirse por $0,2S$.

NOTA: La ecuación (BB.2) podrá utilizarse también para determinar la estabilidad lateral de las alas de la viga en combinación con otros tipos de cerramientos distintos de la chapa nervada, asegurando que las conexiones se calculen adecuadamente.

BB.2.2 Arriostramiento continuo a torsión

(1)B La deformación a torsión de una viga podrá considerarse suficientemente coaccionada si:

$$C_{\vartheta,k} > \frac{M_{pl,k}^2}{EI_z} K_{\vartheta} K_v \quad (\text{BB.3})$$

donde:

$C_{\vartheta,k}$ es la rigidez al giro (por unidad de longitud de la viga) proporcionada a la viga por el arriostramiento continuo (por ejemplo estructuras de tejado) y las conexiones

$K_v = 0,35$ para análisis elásticos

$K_v = 1,0$ para análisis plásticos

K_{ϑ} coeficiente que tiene en cuenta la distribución de momentos, véase la tabla A22.BB.1, y el tipo de coacción

$M_{pl,k}$ valor característico del momento plástico de la viga.

Tabla A22.BB.1 Coeficiente K_ϑ para considerar la distribución de momentos y el tipo de coacción

Caso	Distribución de momentos	Sin coacción traslacional	Con coacción traslacional
1		4,0	0
2a		3,5	0,12
2b			0,23
3		2,8	0
4		1,6	1,0
5		1,0	0,7

(2)B La rigidez a la torsión mediante la estabilización continua se puede calcular como:

$$\frac{1}{C_{\vartheta,k}} = \frac{1}{C_{\vartheta R,k}} + \frac{1}{C_{\vartheta C,k}} + \frac{1}{C_{\vartheta D,k}} \quad (\text{BB.4})$$

donde:

- $C_{\vartheta R,k}$ es la rigidez a torsión (por unidad de longitud de la viga) dada por los estabilizadores continuos a la viga asumiendo conexiones rígidas al elemento
- $C_{\vartheta C,k}$ es la rigidez a torsión (por unidad de longitud de la viga) de la conexión entre viga y estabilizador continuo
- $C_{\vartheta D,k}$ es la rigidez a torsión (por unidad de longitud de la viga) obtenida del análisis de la distorsión angular de las secciones de la viga cuando el ala comprimida está libre; cuando el ala comprimida está conectada o cuando la flecha de torsión de las secciones pueden despreciarse (por ejemplo en perfiles laminados) $C_{\vartheta D,k} = \infty$.

BB.3 Longitudes estables de segmentos con rótulas plásticas por pandeo fuera del plano**BB.3.1 Vigas armadas de sección equivalentes****BB.3.1.1 Longitudes estables entre arriostramientos laterales adyacentes**

(1)B Los efectos de pandeo lateral por torsión podrán despreciarse cuando la longitud L del segmento del elemento entre secciones coaccionadas en rótulas plásticas y la siguiente sección que se encuentre coaccionada lateralmente no sea superior a L_m , donde:

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{1}{756C_1^2} \frac{W_{pl,y}^2}{AI_T} \left(\frac{f_y}{235}\right)^2}} \quad (\text{BB.5})$$

donde:

N_{Ed} es el valor de cálculo del axil [N] en el elemento

A es el área [mm^2] de la sección transversal del elemento

$W_{pl,y}$ es el módulo plástico de la sección del elemento

I_T es la inercia a torsión del elemento

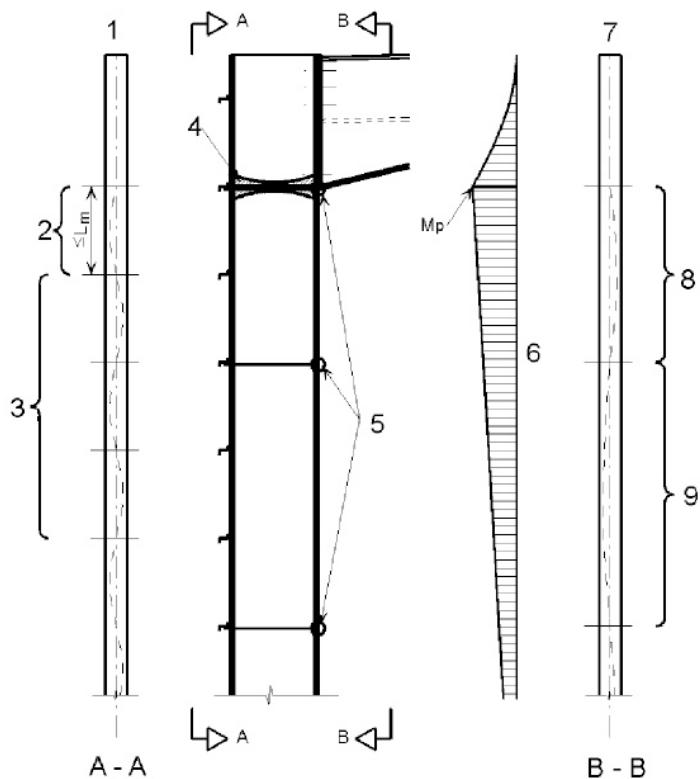
f_y es el límite elástico en [N/mm^2]

C_1 es un coeficiente dependiente de la carga y de las vinculaciones de los extremos, que pueden tomarse como $C_1=k_c^{-2}$, donde K_c se toma de la tabla A22.6.6 suponiendo que el elemento está coaccionado en la rótula, como impone el apartado 6.3.5 y que el otro extremo del segmento esté coaccionado:

- por una coacción lateral del ala comprimida donde un ala está comprimida en toda la longitud del segmento,
- o por una coacción a la torsión,
- o por una coacción lateral en el extremo del segmento y una coacción a torsión a una distancia que cumpla los requisitos de L_s ,

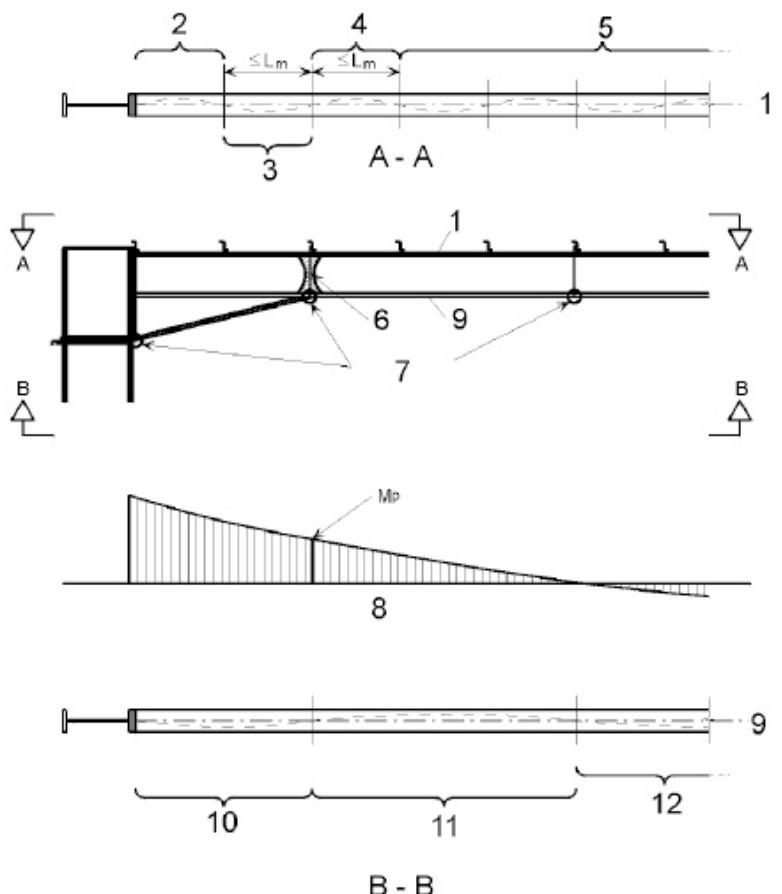
véanse la figura A22.BB.1, la figura A22.BB.2 y la figura A22.BB.3.

NOTA: En general L_s es mayor que L_m .



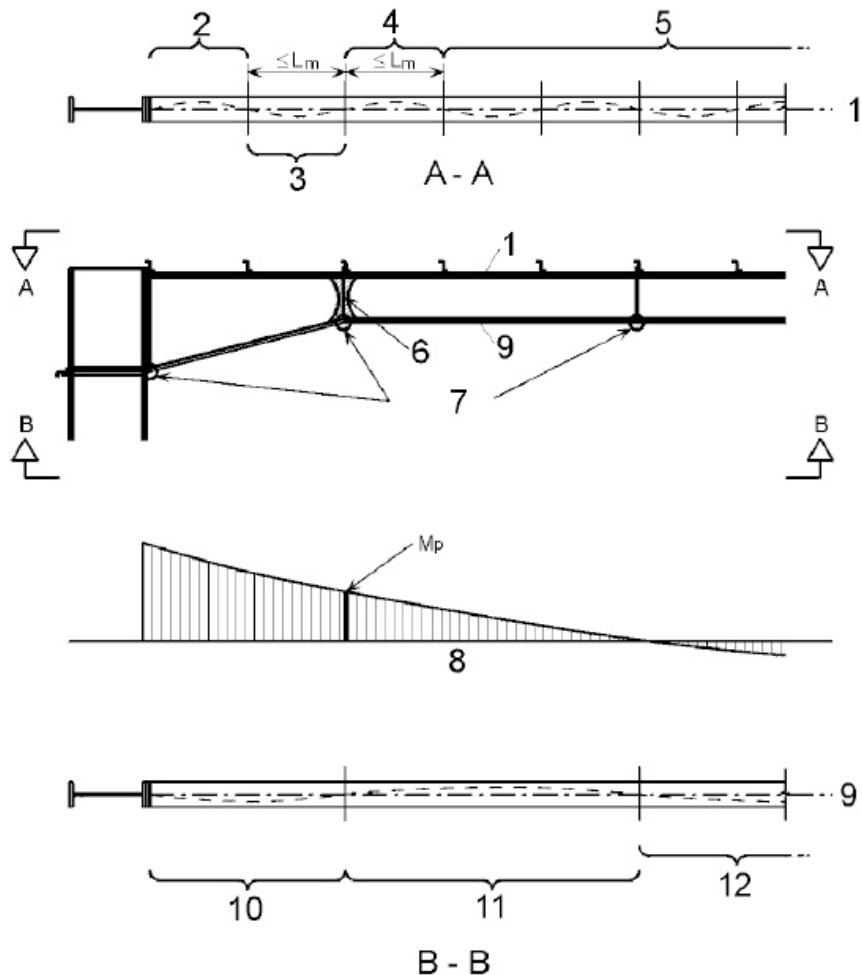
- 1 Ala traccionada
- 2 Longitud plástica estable (véase el apartado BB.3.1.1)
- 3 Sección elástica (véase el apartado 6.3)
- 4 Rótula plástica
- 5 Coacciones
- 6 Diagrama de momentos flectores
- 7 Ala comprimida
- 8 Zona plástica con coacción del ala traccionada, longitud estable = L_s (véase el apartado BB.3.1.2, ecuación (BB.7) o (BB.8))
- 9 Zona elástica con coacción del ala traccionada (véase el apartado 6.3), χ y χ_{LT} de N_{cr} y M_{cr} incluyendo la coacción del ala traccionada

Figura A22.BB.1 Comprobaciones en un elemento de canto constante



- 1 Ala traccionada
- 2 Sección elástica (véase el apartado 6.3)
- 3 Longitud estable plástica (véase el apartado BB.3.2.1) o elástica (véase el apartado 6.3.5.3(2)B)
- 4 Longitud estable plástica (véase el apartado BB.3.1.1)
- 5 Sección elástica (véase el apartado 6.3)
- 6 Rótula plástica
- 7 Coacciones
- 8 Diagrama de momentos flectores
- 9 Ala comprimida
- 10 Longitud estable plástica (véase el apartado BB.3.2) o elástica (véase el apartado 6.3.5.3(2)B)
- 11 Longitud estable plástica (véase el apartado BB.3.1.2)
- 12 Sección elástica (véase el apartado 6.3), χ y χ_{LT} de N_{cr} y M_{cr} incluyendo la coacción del ala traccionada

Figura A22.BB.2 Comprobaciones en un elemento con tres alas en la zona acartelada



- 1 Ala traccionada
- 2 Sección elástica (véase el apartado 6.3)
- 3 Longitud estable plástica (véase el apartado BB.3.2.1)
- 4 Longitud estable plástica (véase el apartado BB.3.1.1)
- 5 Sección elástica (véase el apartado 6.3)
- 6 Rótula plástica
- 7 Coacciones
- 8 Diagrama de momentos flectores
- 9 Ala comprimida
- 10 Longitud estable plástica (véase el apartado BB.3.2)
- 11 Longitud estable plástica (véase el apartado BB.3.1.2)
- 12 Sección elástica (véase el apartado 6.3), χ y χ_{LT} de N_{cr} y M_{cr} incluyendo la coacción del ala traccionada

Figura A22.BB. 3 Comprobaciones en un elemento con dos alas en la zona acartelada

BB.3.1.2 Longitudes estables entre coacciones a torsión

(1)B Los efectos de pandeo lateral por torsión podrán despreciarse cuando la longitud L del segmento del elemento entre secciones coaccionadas en la que aparece una rótula plástica y la siguiente sección que se encuentre coaccionada sometida a un momento constante no sea mayor que L_k , siempre que:

- el elemento esté coaccionado en la rótula como impone el apartado 6.3.5 y
- haya uno o más arriostramientos laterales entre las coacciones a torsión en un separación que cumpla los requisitos de L_m , véase el apartado BB.3.1.1,

donde:

$$L_k = \frac{\left(5,4 + \frac{600f_y}{E}\right)\left(\frac{h}{t_f}\right)i_z}{\sqrt{5,4\left(\frac{f_y}{E}\right)\left(\frac{h}{t_f}\right)^2 - 1}} \quad (\text{BB.6})$$

(2)B Los efectos del pandeo lateral por torsión podrán despreciarse cuando la longitud L del segmento de un elemento entre secciones arriostradas sometidas a una distribución de momentos lineal y a axiles de compresión en las que aparecen rótulas plásticas no sea superior a L_s , siempre que:

- el elemento esté coaccionado en la rótula como impone el apartado 6.3.5 y
- haya uno o más arriostramientos laterales entre las coacciones a torsión con una separación que cumpla los requisitos de L_m , véase el apartado BB.3.1.1,

donde:

$$L_s = \sqrt{C_m} L_k \left(\frac{M_{pl,y,Rk}}{M_{N,y,Rk} + \alpha N_{Ed}} \right) \quad (\text{BB.7})$$

C_m es el factor de corrección para distribuciones de momentos lineales, véase el apartado BB. 3.3.1

α es la distancia entre el centro de gravedad del elemento donde se forma la rótula plástica y el eje de los elementos de arriostramiento

$M_{pl,y,Rk}$ es el momento plástico característico resistente de la sección en el eje $y - y$

$M_{N,y,Rk}$ es el momento plástico característico resistente de la sección en el eje $y - y$ con la reducción debida al axil N_{Ed} .

(3)B Los efectos debidos al pandeo lateral por torsión podrán despreciarse cuando la longitud L del segmento de un elemento entre la sección en la que aparece una rótula plástica y la siguiente sección que se encuentra coaccionada a torsión, sometido a la distribución de momentos no lineal y a un axil de compresión, no sea mayor que L_s , siempre que:

- el elemento esté arriostrado en la rótula como impone el apartado 6.3.5 y
- haya uno o más arriostramientos laterales entre las coacciones a torsión con una separación que cumpla los requisitos de L_m , véase el apartado BB 3.1.1

donde:

$$L_s = \sqrt{C_n} L_k \quad (\text{BB.8})$$

C_n es el factor de corrección de la distribución de momentos no lineal, véase el apartado BB.3.3.2 y las figuras A22.BB.1, A22.BB.2 y A22.BB.3.

BB.3.2 Cartelas o elementos de canto variable de secciones laminadas o secciones I armadas equivalentes

BB.3.2.1 Longitud estable entre arriostramientos laterales adyacentes

(1)B Los efectos del pandeo lateral podrán ignorarse cuando la longitud L del segmento de un elemento entre la sección arriostrada en la que aparece la rótula plástica y el arriostramiento lateral adyacente no sea mayor que L_m donde:

- para elementos con tres alas en la zona acartelada (véase la figura A22.BB.2)

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4}\left(\frac{N_{Ed}}{A}\right) + \frac{1}{756C_1^2}\left(\frac{W_{pl,y}^2}{AI_T}\right)\left(\frac{f_y}{235}\right)^2}} \quad (\text{BB.9})$$

- para elementos con dos alas en la zona acartelada (véase la figura A22.BB.3)

$$L_m = 0,85 \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4}\left(\frac{N_{Ed}}{A}\right) + \frac{1}{756C_1^2}\left(\frac{W_{pl,y}^2}{AI_T}\right)\left(\frac{f_y}{235}\right)^2}} \quad (\text{BB.10})$$

donde:

N_{Ed} es el valor de cálculo del axil de compresión [N] en el elemento

$\frac{W_{pl,y}^2}{AI_T}$ es el valor máximo en el segmento

A es el área de la sección [mm^2] en el punto donde $\frac{W_{pl,y}^2}{AI_T}$ es el máximo del elemento de canto variable

C_1 es un coeficiente que depende de la carga y de las condiciones de vinculación de los extremos y que puede tomarse como $C_1 = k_c^{-2}$, donde k_c se toma de la tabla A22.6.6

$W_{pl,y}$ es el módulo plástico de la sección del elemento

I_T es la inercia a torsión del elemento;

f_y es el límite elástico [N/mm^2]

i_z es el valor mínimo del radio de giro en el segmento.

Siempre que el elemento esté arriostrado en la rótula como impone el apartado 6.3.5 y que el otro extremo del segmento esté coaccionado:

- por una coacción lateral en el ala comprimida a lo largo de todo el segmento,
- o una coacción a torsión,
- o una coacción lateral en el extremo de un segmento y otra a torsión en el elemento a una distancia que cumpla los requisitos de L_s .

BB.3.2.2 Longitud estable entre coacciones a torsión

(1)B Para elementos de canto variable con alas de sección constante sometidas a una distribución de momentos lineales o no lineales de momentos flectores y axiles de compresión, los efectos de pandeo lateral podrán despreciarse cuando la longitud L del segmento de un elemento entre la sección coaccionada en la que aparece una rótula plástica y la coacción a torsión adyacente no sea mayor que L_s , siempre que:

- el elemento esté coaccionado en la rótula como impone el apartado 6.3.5 y
- haya una o más coacciones laterales entre las coacciones a torsión a una distancia que cumpla los requisitos de L_m , véase el apartado BB 3.2.1,

donde:

- para elementos con tres alas en la zona acartelada (véase la figura A22.BB.2)

$$L_s = \frac{\sqrt{C_n} L_k}{c} \quad (\text{BB.11})$$

- para elementos con dos alas en la zona acartelada (véase la figura A22.BB.3)

$$L_s = 0,85 \frac{\sqrt{C_n} L_k}{c} \quad (\text{BB.12})$$

donde:

L_k es la longitud calculada suponiendo un elemento de canto constante con una sección igual a la sección de menor canto, véase BB.3.1.2

C_n véase BB.3.3.2

c es el factor en una función del canto variable definido en el apartado BB.3.3.3.

BB.3.3 Factores de corrección para variaciones de la distribución de momentos en los elementos coaccionados lateralmente a lo largo del ala traccionada

BB.3.3.1 Variación lineal de momentos

(1)B El coeficiente C_m podrá determinarse como:

$$C_m = \frac{1}{B_0 + B_1 \beta_t + B_2 \beta_t^2} \quad (\text{BB.13})$$

donde:

$$B_0 = \frac{1 + 10\eta}{1 + 20\eta}$$

$$B_1 = \frac{5\sqrt{\eta}}{\pi + 10\sqrt{\eta}}$$

$$B_2 = \frac{0,5}{1 + \pi\sqrt{\eta}} - \frac{0,5}{1 + 20\eta}$$

$$\eta = \frac{N_{cre}}{N_{crt}}$$

$$N_{cre} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_t^2}$$

L_t

es la distancia entre coacciones a torsión

$$N_{crt} = \frac{1}{i_s^2} \left(\frac{\pi^2 EI_z a^2}{L_t^2} + \frac{\pi^2 EI_w}{L_t^2} + GI_T \right)$$

es el esfuerzo crítico elástico de pandeo para una sección I con un espacio entre coacciones a torsión L_t con coacciones laterales intermedias en el ala traccionada

$$i_s^2 = i_y^2 + i_z^2 + a^2$$

donde:

- a es la distancia entre el centro de gravedad del elemento y el centro de gravedad de los elementos de arriostramiento, tales como rigidizadores
- β_t es la relación entre los momentos en los extremos mayores y menores. Los momentos que producen compresión en el ala no arriostrada deberán tomarse como positivos. Si la relación es menor que $-1,0$ el valor de β_t deberá tomarse como $-1,0$, véase la figura A22.BB. 4.

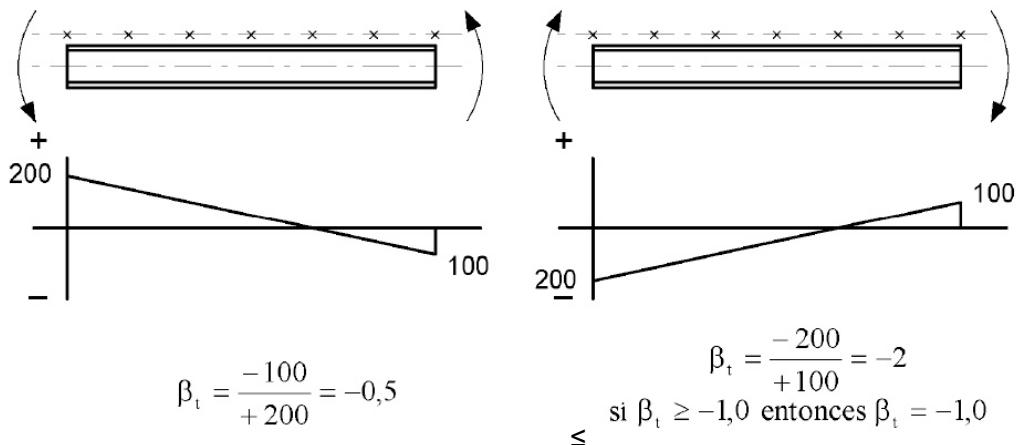


Figura A22.BB.4 Valores de β_t

BB.3.3.2 Variación de momentos no lineales

(1)B El coeficiente C_n podrá obtenerse de:

$$C_n = \frac{12}{[R_1 + 3R_2 + 4R_3 + 3R_4 + R_5 + 2(R_s - R_E)]} \quad (\text{BB.14})$$

donde de R_1 a R_5 son valores de R de acuerdo con (2)B en los extremos a cuartos y en centro de la luz, véase la figura A22.BB.5, y únicamente deberán incluirse los valores positivos de R .

Además se incluirán únicamente los valores positivos de $(R_s - R_E)$, donde:

- R_E es mayor que R_1 o R_5 ,
- R_s es el valor máximo de R en cualquier punto de la longitud L_y .

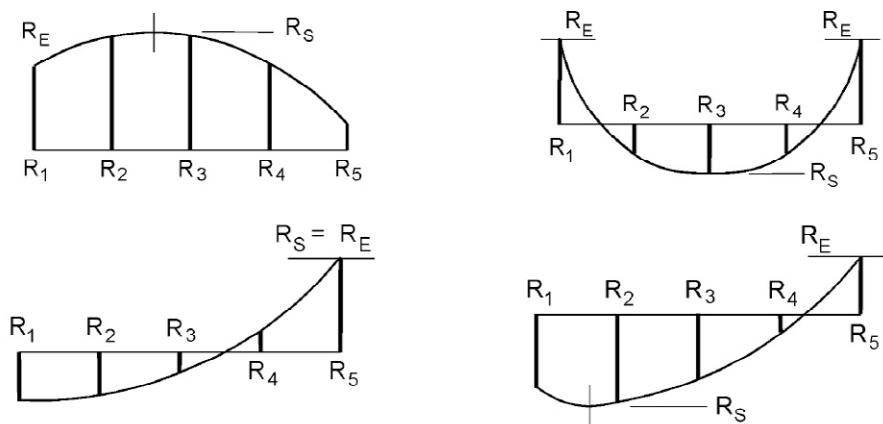


Figura A22.BB.5 Coeficientes de los momentos

(2)B El valor de R deberá obtenerse de:

$$R = \frac{M_{y,Ed} + aN_{Ed}}{f_y W_{pl,y}} \quad (\text{BB.15})$$

donde:

- a es la distancia entre el centro de gravedad del elemento y el centro de los elementos de arriostramiento, tales como rigidizadores.

BB.3.3.3 Factor de variación del canto

(1)B Para elementos de canto variable con alas constantes, en los que $h \geq 1,2 b$ y $h/t_f \geq 20$, el canto variable deberá obtenerse como sigue:

- para elementos o segmentos de canto variable, véase la figura A22.BB.6(a):

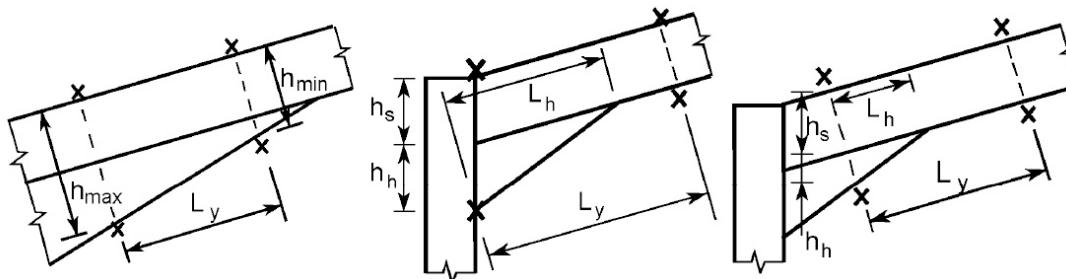
$$c = 1 + \frac{3}{\frac{h}{t_f} - 9} \left(\frac{h_{max}}{h_{min}} - 1 \right)^{2/3} \quad (\text{BB.16})$$

- para elementos o segmentos acartelados, véanse las figuras A22.BB.6(b) y (c):

$$c = 1 + \frac{3}{\frac{h}{t_f} - 9} \left(\frac{h_h}{h_s} \right)^{2/3} \sqrt{\frac{L_h}{L_y}} \quad (\text{BB.17})$$

donde:

- h_h es el canto adicional de la cartela o elemento de refuerzo, véase figura A22.BB.6
- h_{max} es el canto máximo de la sección en la longitud L_y , véase figura A22.BB.6
- h_{min} es el canto mínimo de la sección en la longitud L_y , véase figura A22.BB.6
- h_s es el canto vertical de la sección sin la cartela en el extremo, véase figura A22.BB.6
- L_h es la longitud de la cartela en la longitud L_y , véase la figura A22.BB.6
- L_y es la longitud entre puntos de coacción lateral del ala comprimida
- h/t_f es calculada para la sección de menor canto.



(a) Segmento de canto variable

(b) Segmento acartelado

(c) Segmento acartelado

x = coacción

Figura A22.BB.6 Dimensiones para definir el factor de variación del canto

Apéndice C Selección de la clase de ejecución

Para la definición de las clases de ejecución en los elementos de acero estructural se tendrá en cuenta lo indicado en el apartado 14.3 del Código Estructural.

ANEJO 23**Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales Proyecto de estructuras sometidas al fuego****Contenido****1. GENERALIDADES.**

- 1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.
 - 1.1.2 *Objeto y campo de aplicación de este anexo.*
- 1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA.
- 1.3 CONSIDERACIONES.
- 1.5 TÉRMINOS Y DEFINICIONES.
 - 1.5.1 *Términos especiales relacionados con el proyecto en general.*
 - 1.5.1.1 Entramado arriostrado.
 - 1.5.1.2 Parte de la estructura.
 - 1.5.2 *Términos relacionados con las acciones térmicas.*
 - 1.5.2.1 Curva normalizada tiempo-temperatura.
 - 1.5.3 *Términos relacionados con materiales y productos.*
 - 1.5.3.1 Acero al carbono.
 - 1.5.3.2 Material de protección frente al fuego.
 - 1.5.3.3 Acero inoxidable.
 - 1.5.4 *Términos relacionados con el análisis de transferencia de calor.*
 - 1.5.4.1 Factor de configuración.
 - 1.5.4.2 Coeficiente de transferencia de calor por convección.
 - 1.5.4.3 Emisividad.
 - 1.5.4.4 Flujo neto de calor.
 - 1.5.4.5 Factor de sección.
 - 1.5.4.6 Factor de sección de un cajón envolvente.
 - 1.5.5 *Términos relacionados con el análisis del comportamiento mecánico.*
 - 1.5.5.1 Temperatura crítica del elemento de acero estructural.
 - 1.5.5.2 Límite elástico eficaz.
- 1.6 SÍMBOLOS.

2 BASES DE CÁLCULO.

- 2.1 REQUISITOS.
 - 2.1.1 *Requisitos básicos.*
 - 2.1.2 *Exposición a fuegos nominales.*
 - 2.1.3 *Exposición al fuego paramétrico.*
- 2.2 ACCIONES.
- 2.3 VALORES DE CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.
- 2.4 MÉTODOS DE VERIFICACIÓN.
 - 2.4.1 *Generalidades.*
 - 2.4.2 *Cálculo del elemento estructural.*
 - 2.4.3 *Cálculo de una parte de la estructura.*
 - 2.4.4 *Cálculo de la estructura global.*

3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

- 3.1 GENERALIDADES.
- 3.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS ACEROS AL CARBONO.
 - 3.2.1 *Propiedades de resistencia y deformación.*
 - 3.2.2 *Densidad.*
- 3.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS ACEROS INOXIDABLES.
- 3.4 PROPIEDADES TÉRMICAS.
 - 3.4.1 *Aceros al carbono.*
 - 3.4.1.1 Dilatación térmica.
 - 3.4.1.2 Calor específico.
 - 3.4.1.3 Conductividad térmica.
 - 3.4.2 *Aceros inoxidables.*
 - 3.4.3 *Materiales de protección frente al fuego.*

4 CÁLCULO ESTRUCTURAL FRENTE AL FUEGO.

- 4.1 GENERALIDADES.
- 4.2 MODELOS DE CÁLCULO SIMPLIFICADOS.

- 4.2.1 *Generalidades.*
- 4.2.2 *Clasificación de las secciones transversales.*

- 4.2.3 *Resistencia.*
 - 4.2.3.1 Elementos sometidos a tracción.
 - 4.2.3.2 Elementos sometidos a compresión con secciones transversales de Clases 1, 2 o 3.
 - 4.2.3.3 Vigas con secciones transversales de clase 1 o de clase 2.
 - 4.2.3.4 Vigas con secciones transversales de clase 3.
 - 4.2.3.5 Elementos con secciones transversales de clase 1, 2 o 3, sometidos a flexocompresión.
 - 4.2.3.6 Elementos con secciones transversales de clase 4.

- 4.2.4 *Temperatura crítica.*

- 4.2.5 *Evolución de la temperatura del acero.*
 - 4.2.5.1 Estructuras interiores de acero sin protección.
 - 4.2.5.2 Estructuras interiores de acero aisladas mediante material de protección frente al fuego.
 - 4.2.5.3 Estructuras interiores de acero en un volumen protegido mediante pantallas térmicas.
 - 4.2.5.4 Estructuras exteriores de acero.

- 4.3 MODELOS DE FUEGO AVANZADOS.

- 4.3.1 *Generalidades.*
- 4.3.2 *Respuesta térmica.*
- 4.3.3 *Respuesta mecánica.*
- 4.3.4 *Validación de los modelos de fuego avanzados.*

APÉNDICE A. ENDURECIMIENTO POR DEFORMACIÓN DEL ACERO AL CARBONO A TEMPERATURAS ELEVADAS.

APÉNDICE B. TRANSFERENCIA DE CALOR A ESTRUCTURAS DE ACERO EXTERNAS.

APÉNDICE C. RECOMENDACIONES PARA EL ACERO INOXIDABLE.

APÉNDICE D. RECOMENDACIONES SOBRE UNIONES.

APÉNDICE E. RECOMENDACIONES PARA LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE CLASE 4.

1. Generalidades

1.1 Objeto y campo de aplicación

1.1.2 Objeto y campo de aplicación de este anejo

(1) Este anejo trata el proyecto de estructuras de acero en la situación accidental de exposición al fuego, y está concebido para su uso conjunto con el Anejo 22 y con la reglamentación específica vigente. Esta norma solo identifica diferencias o complementa a los proyectos a temperatura normal.

(2) Este anejo solo cubre los métodos pasivos de protección frente al fuego. No se contemplan métodos activos.

(3) Este anejo se aplica a estructuras de acero que deben cumplir su función portante cuando están sometidas al fuego, para evitar su colapso prematuro.

NOTA: Este anejo no incluye reglas para los elementos de compartimentación.

(4) Este anejo establece los principios y las reglas de aplicación para el proyecto de estructuras con requisitos concretos respecto a la función portante y a los niveles de prestaciones.

(5) Este anejo se aplica a estructuras, o partes de estructuras, dentro del objeto y campo de aplicación del Anejo 22 y proyectadas de acuerdo con la misma.

(6) Los métodos dados se aplican al acero estructural de tipos S235, S275, S355, S420 y S460 según la serie de normas UNE-EN 10025 y a todos los tipos dados en las normas UNE-EN 10210-1 y UNE-EN 10219-1.

(7) Los métodos dados también son aplicables a los elementos de acero conformado en frío y de revestimiento.

(8) Los métodos dados son aplicables a cualquier tipo de acero para el que se las propiedades materiales a temperaturas elevadas en base a normas europeas armonizadas.

(9) Los métodos incluidos también son aplicables a elementos y chapas de acero inoxidable dentro del campo de aplicación del Anejo 24.

NOTA 1: Para la resistencia al fuego de estructuras mixtas de acero y hormigón, véase el Anejo 30.

NOTA 2: La numeración de los apartados de este Anejo en ocasiones no es consecutiva, a semejanza de la estructura de la correspondiente norma de Eurocódigo.

1.2 Normativa de referencia

(1) Las normas citadas en este anejo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

1.3 Consideraciones

(1) Se aplican las consideraciones generales del Anejo 18, junto con la siguiente:

- Cualquier sistema pasivo de protección contra incendios considerado en el proyecto debería mantenerse adecuadamente.

1.5 Términos y definiciones

(1) Se aplican las reglas establecidas en el apartado 1.5 del Anejo 18.

(2) Los términos y definiciones siguientes se emplean en este anejo con los significados que se indican a continuación.

1.5.1 Términos especiales relacionados con el proyecto en general

1.5.1.1 Entramado arriostrado

Un entramado (pórtico) puede clasificarse como arriostrado si la resistencia frente a un modo de fallo traslacional proporcionada por el sistema de arriostramiento en respuesta a cargas horizontales en el plano le hace lo suficientemente rígido como para poder suponer que todas las cargas horizontales se resisten por dicho sistema.

1.5.1.2 Parte de la estructura

Parte aislada de una estructura completa con condiciones adecuadas de contorno y de apoyos.

1.5.2 Términos relacionados con las acciones térmicas

1.5.2.1 Curva normalizada tiempo-temperatura

Curva nominal definida en la norma UNE-EN 13501-2 para representar un modelo de fuego totalmente desarrollado en un sector de incendio.

1.5.3 Términos relacionados con materiales y productos

1.5.3.1 Acero al carbono

En esta norma: tipos de acero de acuerdo con el Anejo 22, excepto los aceros inoxidables.

1.5.3.2 Material de protección frente al fuego

Cualquier material o combinación de materiales aplicados a un elemento estructural con el fin de aumentar su resistencia al fuego.

1.5.3.3 Acero inoxidable

Todos los aceros citados en el Anejo 24.

1.5.4 Términos relacionados con el análisis de transferencia de calor

1.5.4.1 Factor de configuración

El factor de configuración para la transferencia de calor por radiación desde superficie A a la superficie B se define como la fracción de la energía de radiación difusa desprendida por la superficie A que incide sobre la superficie B.

1.5.4.2 Coeficiente de transferencia de calor por convección

Flujo de calor recibido por convección por el elemento, definido como la diferencia entre la temperatura global del gas que rodea a la superficie c del elemento considerada y la temperatura de dicha superficie.

1.5.4.3 Emisividad

Equivale al coeficiente de absorción de una superficie, es decir, a la relación entre el calor radiante absorbido por una superficie determinada y el absorbido por la superficie de un cuerpo negro.

1.5.4.4 Flujo neto de calor

Energía total absorbida por los elementos, por unidad de tiempo y de superficie.

1.5.4.5 Factor de sección

Para un elemento de acero, relación entre la superficie expuesta y el volumen de acero; para un elemento protegido relación entre la superficie interna del revestimiento expuesto y el volumen de acero.

1.5.4.6 Factor de sección de un cajón envolvente

Relación entre la superficie expuesta de un cajón teórico envolvente de la sección y el volumen de acero de la misma.

1.5.5 Términos relacionados con el análisis del comportamiento mecánico

1.5.5.1 Temperatura crítica del elemento de acero estructural

Para un nivel de carga dado, la temperatura en que se prevé el fallo en un elemento de acero estructural para una distribución de temperatura uniforme.

1.5.5.2 Límite elástico eficaz

Para una temperatura determinada, el nivel de tensión en el cual la relación tensión-deformación del acero alcanza el estado de fluencia.

1.6 Símbolos

(1) A los efectos de este anexo, se aplican los siguientes símbolos:

Letras latinas mayúsculas

A_i	superficie elemental de la sección transversal con una temperatura θ
A_m	superficie de un elemento por unidad de longitud
A_m/V	factor de sección para elementos de acero no protegidos
C_i	coeficiente de protección de la cara i del elemento
A_p	superficie apropiada del material de protección frente al fuego, por unidad de longitud del elemento [m^2/m]
E_a	módulo de elasticidad del acero para el dimensionamiento a temperatura ambiente
$E_{a,\theta}$	pendiente de la región elástica lineal para el acero a temperatura elevada θ_a
$E_{fi,d}$	efecto de cálculo de las acciones para la situación de incendio, determinado de acuerdo con la reglamentación específica vigente, incluyendo los efectos de las expansiones y deformaciones térmicas
$F_{b,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a aplastamiento de los tornillos
$F_{b,t,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a aplastamiento de los tornillos en situación de incendio
$F_{v,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a cortante de un tornillo por el plano de cortante, calculada considerando que el plano del cortante atraviesa la rosca del tornillo
$F_{v,t,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a cortante de los tornillos en situación de incendio
$F_{w,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia por unidad de longitud de una soldadura en ángulo
$F_{w,t,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia por unidad de longitud de una soldadura en ángulo en situación de incendio
G_k	valor característico de una acción permanente
I_f	flujo de calor radiante desde una abertura
I_z	flujo de calor radiante de una llama

$I_{z,i}$	flujo de calor radiante de una llama hacia la cara i de una columna
L	longitud del sistema de una columna en la planta considerada
$M_{b,fi,t,Rd}$	valor de cálculo del momento resistente frente a pandeo lateral en el instante t
$M_{fi,t,Rd}$	valor de cálculo del momento resistente en el instante t
$M_{fi,\theta,Rd}$	valor de cálculo del momento resistente por la sección transversal para una temperatura uniforme θ_a , que equivale a la temperatura uniforme θ_a para el instante t en una sección transversal que no está influida térmicamente por los apoyos
M_{Rd}	momento resistente plástico resistido de la sección transversal bruta $M_{pl,Rd}$ para el dimensionamiento a temperatura ambiente; momento resistente elástico de la sección transversal bruta $M_{el,Rd}$ para el dimensionamiento a temperatura ambiente
$N_{b,fi,t,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a pandeo de un elemento sometido a compresión para el instante t
N_{Rd}	valor de cálculo de la resistencia de la sección transversal $N_{pl,Rd}$ para el dimensionamiento a temperatura ambiente, de acuerdo con el Anejo 22
$N_{fi,\theta,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia de un elemento sometido a tracción a una temperatura uniforme θ_a
$N_{fi,t,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia para el instante t de un elemento sometido a tracción con una distribución no uniforme de temperatura a través de la sección transversal
$Q_{k,1}$	carga variable principal
$R_{fi,d,t}$	valor de cálculo de la resistencia correspondiente en situación de incendio
$R_{fi,d,0}$	valor de $R_{fi,d,t}$ para el instante $t = 0$
T_f	temperatura de un fuego [K]
T_o	temperatura de la llama en la abertura [K]
T_x	temperatura de la llama en su punta [813 K]
T_z	temperatura de la llama [K]
$T_{z,1}$	temperatura de la llama [K], según reglamentación específica vigente, al nivel de la parte baja de una viga
$T_{z,2}$	temperatura de la llama [K] según reglamentación específica vigente, al nivel de la parte alta de una viga
V	volumen de un elemento por unidad de longitud
$V_{fi,t,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante en el instante t
V_{Rd}	resistencia a esfuerzo cortante de la sección transversal bruta para el dimensionamiento a temperatura ambiente, de acuerdo con el Anejo 22
X_k	valor característico de una propiedad de resistencia o deformación (generalmente f_k o E_k) para el dimensionamiento a temperatura normal siguiendo el Anejo 22

Letras latinas minúsculas

a_z	coeficiente de absorción de la llama
c	calor específico
c_a	calor específico del acero
c_p	calor específico del material de protección frente al fuego, independiente de la temperatura

d_i	dimensión de la sección transversal de la cara i del elemento
d_p	espesor del material de protección frente al fuego
d_f	espesor del material de protección frente al fuego ($d_f = 0$ para elementos sin protección)
$f_{p,\theta}$	límite de proporcionalidad del acero a la temperatura elevada θ_a
f_y	límite elástico a 20 °C
$f_{y,\theta}$	límite elástico eficaz del acero a la temperatura elevada θ_a
$f_{y,i}$	límite elástico nominal f_y para la superficie elemental A_i , tomada como positiva en la cara sometida a compresión sobre el eje neutro plástico y como negativa en la cara sometida a tracción
$f_{u,\theta}$	resistencia última a temperatura elevada, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación
$h_{net,d}^*$	valor de cálculo del flujo neto de calor por unidad de superficie
h_z	altura de la punta de la llama por encima de la parte inferior de la viga
i	índice de la cara de la columna (1), (2), (3) o (4)
$k_{b,0}$	coeficiente de reducción determinado para la temperatura apropiada del tornillo
$k_{E,0}$	coeficiente de reducción indicado en el apartado 3 para la pendiente de la región elástica lineal a la temperatura del acero θ_a alcanzada en el instante t
$k_{E,0,com}$	coeficiente de reducción indicado en el apartado 3 para la pendiente de la región elástica lineal a la temperatura máxima del acero en el ala sometida a compresión $\theta_{a,com}$ alcanzada en el instante t
k_{sh}	coeficiente de corrección del efecto sombra
k_0	valor relativo de una propiedad de resistencia o deformación del acero a la temperatura elevada θ_a
k_0	coeficiente de reducción para una propiedad de resistencia o deformación ($X_{k,0}/X_k$), dependiente de la temperatura del material, véase el apartado 3
$k_{w,0}$	coeficiente de reducción de la resistencia para soldaduras
$k_{y,0}$	coeficiente de reducción indicado en el apartado 3 para el límite elástico del acero a la temperatura del acero θ_a alcanzada en el instante t
$k_{y,0,com}$	coeficiente de reducción indicado en el apartado 3 para el límite elástico del acero a la temperatura máxima en el ala sometida a compresión $\theta_{a,com}$ alcanzada en el instante t
$k_{y,0,i}$	coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a la temperatura θ
$k_{y,0,máx.}$	coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a la temperatura máxima del acero $\theta_{a,máx.}$ alcanzada en el instante t
$k_{y,0, web}$	coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a la temperatura del acero θ_{web} ; véase el apartado 3
k_y	factor de interacción
k_z	factor de interacción
k_{LT}	factor de interacción
m	número de aberturas en la cara m

<i>n</i>	número de aberturas en la cara <i>n</i>
<i>l</i>	longitud a 20 °C; distancia desde una abertura medida a lo largo del eje de llama
<i>l_{fi}</i>	longitud de pandeo de una columna para el dimensionamiento en la situación de incendio
<i>s</i>	distancia horizontal desde el eje de una columna hasta una pared de un sector de incendio
<i>t</i>	tiempo de exposición al fuego
<i>w_i</i>	anchura de una abertura de fachada
<i>z_i</i>	distancia desde el eje neutro plástico hasta el centro de gravedad de la superficie elemental A_i

Letras griegas mayúsculas

Δt	intervalo de tiempo
Δl	expansión inducida por la temperatura
$\Delta\theta_{g,t}$	incremento de la temperatura del gas ambiental durante el intervalo de tiempo Δt
$\phi_{i,i}$	factor de configuración de la cara <i>i</i> de un elemento para una determinada abertura
ϕ_i	coeficiente global de configuración de un elemento para la transferencia de calor por radiación desde una abertura
ϕ_z	coeficiente global de configuración de un elemento para la transferencia de calor por radiación desde una llama
$\phi_{z,i}$	factor de configuración de la cara <i>i</i> de un elemento para una determinada llama
$\phi_{z,m}$	factor de configuración global de la columna para la transmisión de calor por radiación desde la llama en la cara <i>m</i>
$\phi_{z,n}$	factor de configuración global de la columna para la transmisión de calor por radiación desde la llama en la cara <i>n</i>

Letras griegas minúsculas

α	coeficiente de transferencia de calor por convección
β_M	coeficientes del momento uniforme equivalente
γ_G	coeficiente parcial para las acciones permanentes
γ_{M2}	coeficiente parcial a temperatura ambiente
$\gamma_{M,fi}$	coeficiente parcial para la propiedad del material pertinente en situación de incendio
$\gamma_{Q,1}$	coeficiente parcial para la acción variable 1
ε_l	emisividad de una llama; la emisividad de una abertura
ε_z	emisividad de una llama
$\varepsilon_{z,m}$	emisividad total de la llama en la cara <i>m</i>
$\varepsilon_{z,n}$	emisividad total de la llama en la cara <i>n</i>
ξ	coeficiente de reducción para las acciones permanentes desfavorables <i>G</i>
η_{fi}	coeficiente de reducción para el valor de cálculo del nivel de carga en situación de incendio
θ	temperatura
θ_a	temperatura del acero [°C]

$\theta_{a,cr}$	temperatura crítica del acero
$\theta_{g,t}$	temperatura del gas ambiental para el instante t
θ_{web}	temperatura media en alma de la sección
θ_i	temperatura en la superficie elemental A_i
κ	factor de adaptación
κ_1	factor de adaptación para una distribución no uniforme de la temperatura en la sección transversal
κ_2	factor de adaptación para una distribución no uniforme de la temperatura a lo largo de la viga
λ	conductividad térmica
λ_i	espesor de la llama para la abertura i
λ_p	conductividad térmica del sistema de protección frente al fuego
λ_f	conductividad térmica eficaz del material de protección frente al fuego
μ_0	grado de utilización para el instante $t = 0$
σ	constante de Stefan Boltzmann [$5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$]
ρ_a	densidad del acero
ρ_p	densidad del material de protección frente al fuego
χ_{fi}	coeficiente de reducción para el pandeo por flexión para el dimensionamiento en la situación de incendio
$\chi_{LT,fi}$	coeficiente de reducción para el pandeo lateral (o torsional) para el dimensionamiento en la situación de incendio
$\chi_{min,fi}$	valor mínimo de $\chi_{y,fi}$ y $\chi_{z,fi}$
$\chi_{z,fi}$	coeficiente de reducción para el pandeo por flexión sobre el eje z, para el dimensionamiento en la situación de incendio
$\chi_{y,fi}$	coeficiente de reducción para el pandeo por flexión sobre el eje y, para el dimensionamiento en la situación de incendio
ψ_{fi}	factor de combinación para valores frecuentes, obtenido de $\psi_{1,1}$ o de $\psi_{2,1}$

2 Bases de cálculo

2.1 Requisitos

2.1.1 Requisitos básicos

- (1) Cuando se requiera resistencia mecánica en caso de incendio, las estructuras de acero se deben proyectar y construir de forma que mantengan su función portante durante el tiempo de exposición al fuego requerido.
- (2) Los criterios de deformación deberían aplicarse cuando los objetivos de protección, o los criterios de cálculo para los elementos de compartimentación, requieran que se tenga en cuenta la deformación de la estructura portante.

(3) Con la excepción de las disposiciones del punto (2) no es necesario, según proceda, considerar la deformación de la estructura portante en los siguientes casos:

- la eficacia de los medios de protección se ha evaluado de acuerdo con el apartado 3.4.3; y
- los elementos separadores tienen que cumplir los requisitos correspondientes a una exposición a fuego nominal.

2.1.2 Exposición a fuegos nominales

(1) Para la exposición al fuego normalizado, los elementos deberían cumplir los criterios R del modo siguiente:

- solamente capacidad portante: resistencia mecánica (criterio R).

(2) Se considera que se satisface el criterio "R" cuando la función portante se mantiene durante el tiempo de exposición al fuego requerido.

(3) Se debería aplicar el mismo criterio con la curva de exposición a fuego de hidrocarburo, aunque la referencia a dicha curva específica debería identificarse mediante las letras "HC".

2.1.3 Exposición al fuego paramétrico

- La función portante está asegurada si se evita el fallo durante la duración total del incendio, incluyendo la fase de extinción, o durante un periodo de tiempo determinado.

2.2 Acciones

(1) Las acciones térmicas y mecánicas deberían tomarse de la reglamentación específica vigente.

- Además de lo indicado en la reglamentación específica vigente, la emisividad en relación a la superficie del acero debería tomarse como 0,7 para el acero al carbono y 0,4 para los aceros inoxidables, de acuerdo con el Apéndice C.

2.3 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales

(1) Los valores de cálculo de las propiedades mecánicas de los materiales (resistencia y deformación) $X_{d,fi}$ se definen de la siguiente forma:

$$X_{d,fi} = k_0 X_k / \gamma_{M,fi} \quad (2.1)$$

donde:

X_k es el valor característico de una propiedad de resistencia o deformación (generalmente f_k o E_k) para el dimensionamiento a temperatura ambiente siguiendo el Anejo 22

k_0 es el coeficiente de reducción para una propiedad de resistencia o deformación ($X_{k,0}/X_k$), dependiendo de la temperatura del material, véase el apartado 3

$\gamma_{M,fi}$ es el coeficiente parcial para la propiedad del material pertinente en la situación de incendio, cuyo valor es $\gamma_{M,fi} = 1,0$.

(2) Los valores de cálculo de las propiedades térmicas del material $X_{d,fi}$ se definen de la siguiente forma:

- si el incremento de la propiedad es favorable para la seguridad:

$$X_{d,fi} = X_{k,0} / \gamma_{M,fi} \quad (2.2a)$$

- si el incremento de la propiedad es desfavorable para la seguridad:

$$X_{d,fi} = \gamma_{M,fi} X_{k,0} \quad (2.2b)$$

donde:

$X_{k,\theta}$ es el valor de una propiedad material para el dimensionamiento en la situación de incendio, generalmente dependiente de la temperatura del material, véase el apartado 3

$\gamma_{M,fi}$ es el coeficiente parcial para la propiedad del material pertinente en situación de incendio, cuyo valor es $\gamma_{M,fi} = 1,0$.

2.4 Métodos de verificación

2.4.1 Generalidades

(1) El modelo del sistema estructural adoptado para proyectar con este anexo debería reflejar las prestaciones frente al fuego esperadas de la estructura.

NOTA: Cuando las reglas incluidas en este anexo sean válidas únicamente para la exposición al fuego normalizado, esto se identifica en los apartados pertinentes.

(2) Se debe verificar que, durante la duración pertinente de la exposición al fuego t :

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (2.3)$$

donde:

$E_{fi,d}$ es el valor de cálculo del efecto de las acciones para la situación de incendio determinado de acuerdo con la reglamentación específica vigente, incluyendo los efectos de las expansiones y deformaciones térmicas

$R_{fi,d,t}$ es el valor de cálculo de la resistencia correspondiente en situación de incendio.

(3) El cálculo estructural para la situación de incendio debería efectuarse de acuerdo con el punto (2) del apartado 5.1.4 del Anejo 18.

NOTA 1: Para el cálculo de un elemento, véase el apartado 2.4.2.

Para el cálculo de una parte de la estructura, véase el apartado 2.4.3.

Para el cálculo de la estructura global, véase el apartado 2.4.4.

NOTA 2: Para verificar los requisitos de resistencia al fuego normalizado, es suficiente con un cálculo del elemento estructural.

(4) Como alternativa al dimensionamiento mediante cálculos, el proyecto frente al fuego puede basarse en los resultados de ensayos de fuego, o también en ensayos de fuego combinados con cálculos.

2.4.2 Cálculo del elemento estructural

(1) El efecto de las acciones debería determinarse para el instante $t=0$, utilizando los factores de combinación $\gamma_{1,1}$ o $\gamma_{2,1}$, de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

(2) Como simplificación al punto (1), el efecto de las acciones $E_{d,fi}$ puede obtenerse a partir de un cálculo estructural para el dimensionamiento a temperatura ambiente del modo siguiente:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d \quad (2.4)$$

donde:

E_d es el valor de cálculo del esfuerzo correspondiente para el dimensionamiento a temperatura normal, para una combinación fundamental de acciones (véase la reglamentación específica vigente)

η_{fi} es el coeficiente de reducción para el valor de cálculo del nivel de carga en situación de incendio.

(3) El coeficiente de reducción η_{fi} para la combinación de cargas (6.10) del Anejo 18, debería tomarse como:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5)$$

o para las combinaciones de cargas (6.10a) y (6.10b) del Anejo 18, tomado como el menor de los valores obtenidos en las dos expresiones siguientes:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}} \quad (2.5a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5b)$$

donde:

- $Q_{k,1}$ es el valor característico de la acción variable principal
- G_k es el valor característico de una acción permanente
- γ_G es el coeficiente parcial para las acciones permanentes
- $\gamma_{Q,1}$ es el coeficiente parcial para la acción variable 1
- ψ_{fi} es el factor de combinación de valores, obtenido bien de $\psi_{1,1}$ o $\psi_{2,1}$, véase la reglamentación específica vigente
- ξ es un coeficiente de reducción de acciones permanentes desfavorables G .

NOTA 1: Un ejemplo de variación del coeficiente de reducción η_{fi} frente a la relación de carga $Q_{k,1}/G_k$ para diferentes valores del factor de combinación $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$, de acuerdo con la expresión (2.5), se muestra en la figura A23.2.1 con las siguientes hipótesis: $\gamma_G = 1,35$ y $\gamma_Q = 1,5$. Los coeficientes parciales se especifican en el Anejo 18. Las ecuaciones (2.5a) y (2.5b) proporcionan valores ligeramente superiores.

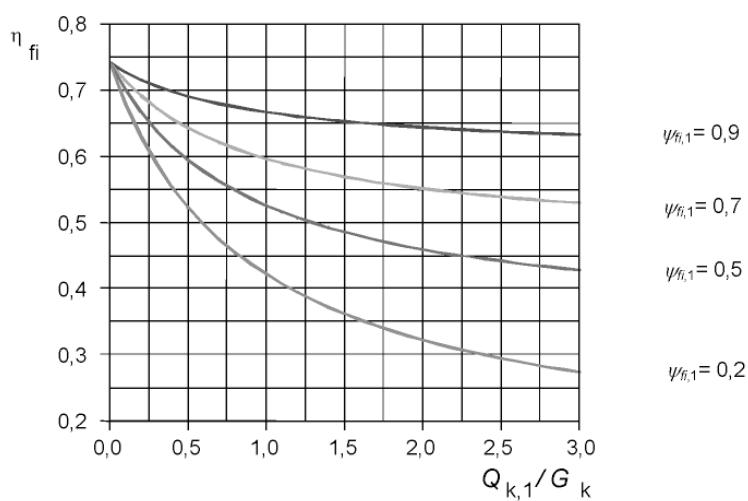


Figura A23.2.1 Variación del coeficiente de reducción η_{fi} con la relación de carga $Q_{k,1}/G_k$

NOTA 2: Como simplificación puede utilizarse el valor de $\eta_f = 0,65$ excepto para sobrecargas de acuerdo con la categoría de carga E (zonas susceptibles de la acumulación de objetos, incluyendo las zonas de acceso), donde el valor es 0,7.

(4) Es necesario considerar únicamente los efectos de las deformaciones térmicas producidas por los gradientes térmicos a través de la sección transversal. Pueden despreciarse los efectos de las expansiones térmicas axiales o en el plano.

(5) Se puede suponer que las condiciones de contorno en los apoyos y en los extremos de un elemento permanecen constantes durante toda la exposición al fuego.

(6) Los métodos de cálculo simplificados o avanzados proporcionados en los apartados 4.2 y 4.3 respectivamente son apropiados para la verificación de los elementos en la situación de incendio.

2.4.3 Cálculo de una parte de la estructura

(1) Se aplica el punto (1) del apartado 2.4.2.

(2) Como alternativa a la realización de un cálculo estructural para la situación de incendio para el instante $t = 0$, las reacciones en los apoyos y los esfuerzos en los contornos de una parte de la estructura pueden obtenerse mediante un dimensionamiento estructural a temperatura normal, como se indica en el apartado 2.4.2.

(3) La parte de la estructura a analizar debería definirse teniendo en cuenta las expansiones y deformaciones térmicas potenciales de forma que su interacción con otras partes de la estructura pueda aproximarse mediante las condiciones de contorno y de apoyo independientes del tiempo durante la exposición al fuego.

(4) En el interior de la parte de la estructura a analizar se deberían tener en cuenta el modo de fallo potencial debido a la exposición al fuego, las propiedades de los materiales dependientes de la temperatura y la rigidez del elemento, así como los efectos de las expansiones y deformaciones térmicas (acciones indirectas del fuego).

(5) Se puede suponer que las condiciones de contorno en los apoyos y las fuerzas y momentos en el contorno de una parte de la estructura permanecen constantes durante toda la exposición al fuego.

2.4.4 Cálculo de la estructura global

(1) Cuando se realiza un cálculo de la estructura global para la situación de incendio, deberían tenerse en cuenta el modo de fallo potencial debido a la exposición al fuego, las propiedades de los materiales dependientes de la temperatura y la rigidez del elemento, así como los efectos de las deformaciones térmicas (acciones indirectas del fuego).

3 Propiedades de los materiales

3.1 Generalidades

(1) A menos que se den como valores de cálculo, los valores de las propiedades de los materiales incluidos en este capítulo deberían tratarse como valores característicos.

(2) Deberían tomarse las propiedades mecánicas del acero a 20 °C iguales a las dadas en el Anejo 22 para el dimensionamiento a temperatura normal.

3.2 Propiedades mecánicas de los aceros al carbono

3.2.1 Propiedades de resistencia y deformación

(1) Para velocidades de calentamiento entre 2 y 50 K/min, las propiedades de resistencia y deformación del acero a temperaturas elevadas deberían obtenerse de la relación tensión-deformación representada en la figura A23.3.1.

NOTA: Para las reglas de esta norma se supone que las velocidades de calentamiento están dentro de los límites especificados.

(2) La relación dada en la figura A23.3.1 debería utilizarse para determinar las resistencias a tracción, compresión, momento flector o esfuerzo cortante.

(3) La tabla A23.3.1 incluye los coeficientes de reducción para la relación tensión-deformación del acero a temperaturas elevadas representada en la figura A23.3.1. Dichos coeficientes de reducción se definen como sigue:

- límite elástico eficaz, respecto al límite elástico a 20 °C: $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$,
- límite de proporcionalidad, respecto al límite elástico a 20 °C: $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$,
- pendiente de la región elástica lineal, respecto a la pendiente a 20 °C: $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$.

NOTA: La variación de estos coeficientes de reducción con la temperatura se representa en la figura A23.3.2.

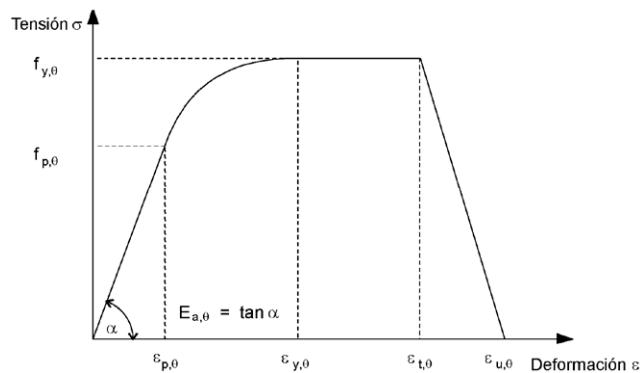
(4) Como alternativa, para temperaturas menores de 400 °C la relación tensión-deformación especificada en el punto (1) puede extenderse mediante la opción del endurecimiento por deformación, dada en el Apéndice A, siempre que el pandeo local o del elemento no conduzca al fallo prematuro.

3.2.2 Densidad

(1) La densidad del acero ρ_a puede considerarse independiente de la temperatura del acero. Puede tomarse el siguiente valor:

$$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$$

Zonas de deformación	Tensión σ	Módulo tangente		
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$		
$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a) \left[a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a \left[a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}}$		
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0		
$\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta} \left[1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}) \right]$	–		
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$	0,00	–		
Parámetros	$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta}/E_{a,\theta}$	$\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$	$\varepsilon_{t,\theta} = 0,15$	$\varepsilon_{u,\theta} = 0,20$
Funciones	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c/E_{a,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$			



$f_{y,0}$ límite elástico eficaz;

$f_{p,0}$ límite de proporcionalidad;

$E_{a,0}$ pendiente de la región elástica lineal;

$\varepsilon_{p,0}$ deformación en el límite de proporcionalidad;

$\varepsilon_{y,0}$ deformación en el límite elástico;

$\varepsilon_{t,0}$ deformación en el límite elástico;

$\varepsilon_{u,0}$ deformación de rotura.

Figura A23.3.1 Relación tensión-deformación para el acero al carbono a temperaturas elevadas

Tabla A23.3.1 Coeficientes de reducción para la relación tensión-deformación del acero al carbono a temperaturas elevadas

Temperatura del acero θ_a	Coeficientes de reducción a temperatura θ_a respecto al valor de f_y o E_a a 20 °C		
	Coeficiente de reducción (respecto a f_y) para el límite elástico eficaz $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Coeficiente de reducción (respecto a f_y) para el límite de proporcionalidad $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Coeficiente de reducción (respecto a E_a) para la pendiente de la región elástica lineal $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000

NOTA: Puede emplearse una interpolación lineal para valores intermedios de temperatura del acero.

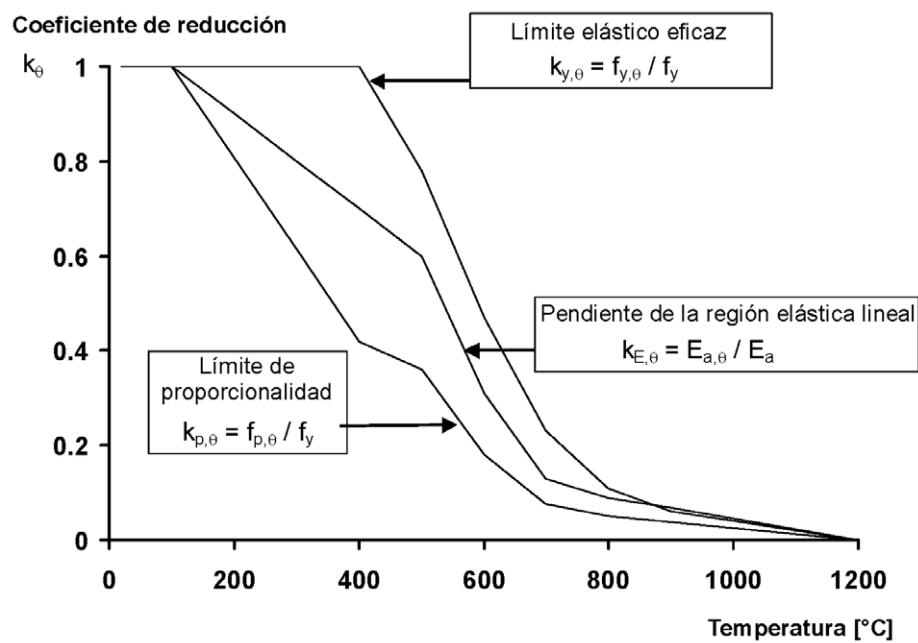


Figura A23.3.2 Coeficientes de reducción para la relación tensión-deformación del acero al carbono a temperaturas elevadas

3.3 Propiedades mecánicas de los aceros inoxidables

- (1) Las propiedades mecánicas del acero inoxidable pueden tomarse del Apéndice C.

3.4 Propiedades térmicas

3.4.1 Aceros al carbono

3.4.1.1 Dilatación térmica

- (1) La deformación térmica unitaria del acero $\Delta l/l$ debería determinarse a partir de lo siguiente:

- para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 750^{\circ}\text{C}$:

$$\Delta l/l = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4} \quad (3.1a)$$

- para $750^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 860^{\circ}\text{C}$:

$$\Delta l/l = 1,1 \times 10^{-2} \quad (3.1b)$$

- para $860^{\circ}\text{C} < \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$:

$$\Delta l/l = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3} \quad (3.1c)$$

donde:

l es la longitud a 20°C

Δl es la dilatación producida por la temperatura

θ_a es la temperatura del acero [$^{\circ}\text{C}$].

NOTA: La variación de la deformación térmica unitaria con la temperatura se representa en la figura A23.3.3.

Deformación térmica unitaria $\Delta l/l [x10^{-3}]$

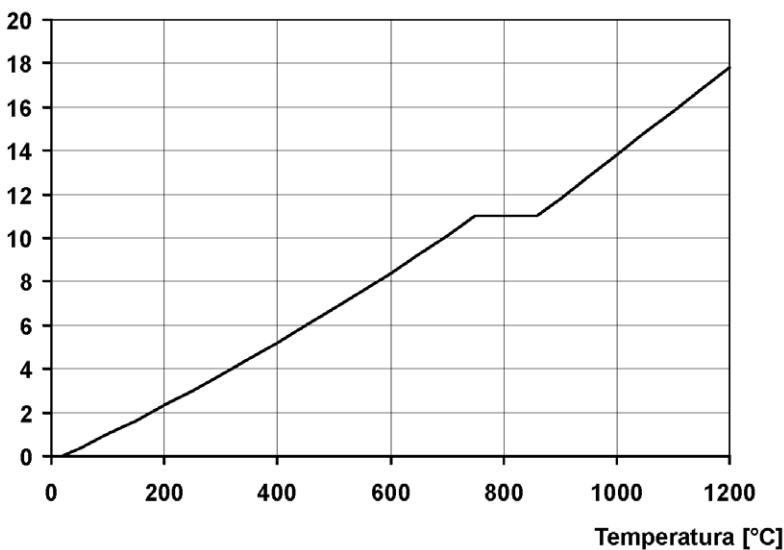


Figura A23.3.3 Deformación térmica unitaria del acero al carbono en función de la temperatura

3.4.1.2 Calor específico

- (1) El calor específico del acero c_a debería determinarse como sigue:

- para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 600^{\circ}\text{C}$:

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \text{ J/kgK} \quad (3.2a)$$

– para $600 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a < 735 \text{ }^\circ\text{C}$:

$$c_a = 666 + \frac{13\,002}{738 - \theta_a} \text{ J/kgK} \quad (3.2b)$$

– para $735 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a < 900 \text{ }^\circ\text{C}$:

$$c_a = 545 + \frac{17\,820}{\theta_a - 731} \text{ J/kgK} \quad (3.2c)$$

– para $900 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$:

$$c_a = 650 \text{ J/kgK} \quad (3.2d)$$

donde:

θ_a es la temperatura del acero [$^\circ\text{C}$].

NOTA: La variación del calor específico con la temperatura se representa en la figura A23.3.4.

Calor específico [J / kg K]

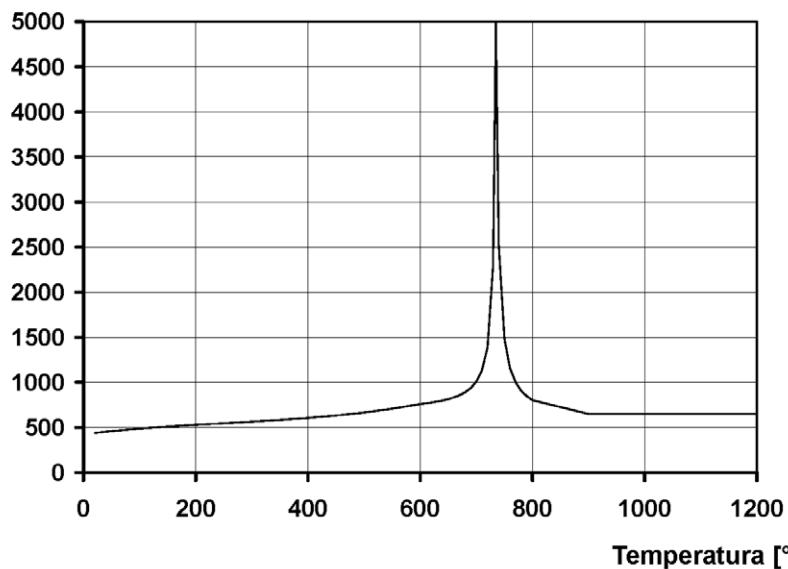


Figura A23.3.4 Calor específico del acero al carbono en función de la temperatura

3.4.1.3 Conductividad térmica

(1) La conductividad térmica del acero λ_a debería determinarse como sigue:

– para $20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a < 800 \text{ }^\circ\text{C}$:

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a \text{ W/mK} \quad (3.3a)$$

– para $800 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$:

$$\lambda_a = 27,3 \text{ W/mK} \quad (3.3b)$$

donde:

θ_a es la temperatura del acero [°C].

NOTA: La variación de la conductividad térmica con la temperatura se representa en la figura A23.3.5.

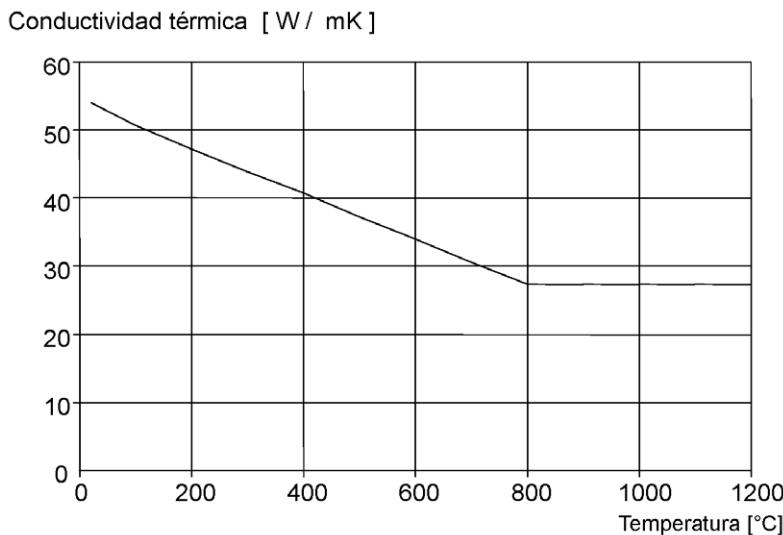


Figura A23.3.5 Conductividad térmica del acero al carbono en función de la temperatura

3.4.2 Aceros inoxidables

(1) Las propiedades térmicas de los aceros inoxidables pueden tomarse del Apéndice C.

3.4.3 Materiales de protección frente al fuego

(1) Las propiedades y prestaciones de los materiales de protección frente al fuego utilizados en el cálculo se deberían haber valorado empleando los procedimientos de ensayo proporcionados en las normas UNE-EN 13381-1, UNE-EN 13381-2 o UNE-EN 13381-4, según proceda.

NOTA: Estas normas incluyen el requisito de que los materiales de protección frente al fuego deberían conservar su cohesión y mantenerse adheridos a sus apoyos durante todo el tiempo de exposición al fuego pertinente.

4 Cálculo estructural frente al fuego

4.1 Generalidades

(1) Este apartado proporciona reglas para estructuras de acero que pueden estar:

- sin protección;
- aislados mediante materiales de protección frente al fuego;
- protegidos mediante pantallas térmicas.

NOTA: Otros ejemplos de métodos de protección son el llenado con agua o la protección parcial en paredes y suelos.

(2) Para determinar la resistencia al fuego, se permiten los siguientes métodos de cálculo:

- modelos de cálculo simplificados;
- modelos de cálculo avanzados;
- ensayos.

(3) Los modelos de cálculo simplificados son métodos de cálculo simplificados para elementos individuales, los cuales se fundamentan en hipótesis conservadoras.

(4) Los modelos de cálculo avanzados son métodos de cálculo en los cuales se aplican principios de ingeniería a aplicaciones específicas de una manera realista.

4.2 Modelos de cálculo simplificados

4.2.1 Generalidades

(1) Se debe suponer que la función portante de un elemento de acero se mantiene en una situación de incendio determinada después de un instante t si:

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (4.1)$$

donde:

$E_{fi,d}$ es el valor de cálculo del efecto de las acciones para el dimensionamiento en la situación de incendio, de acuerdo con la reglamentación específica vigente;

$R_{fi,d,t}$ es el valor de cálculo de la resistencia correspondiente del elemento de acero, para el dimensionamiento en la situación de incendio en el instante t .

(2) El valor de cálculo de la resistencia $R_{fi,d,t}$ en el instante t debería determinarse, generalmente, sobre la hipótesis de una temperatura uniforme en la sección transversal, modificando el valor de cálculo de la resistencia para el dimensionamiento a temperatura ambiente según el Anejo 22, para tener en cuenta las propiedades mecánicas del acero a temperaturas elevadas, véase el apartado 4.2.3.

NOTA: En el apartado 4.2.3, $R_{fi,d,t}$ pasa a ser $M_{fi,t,Rd}$, $N_{fi,t,Rd}$, etc. (por separado o en combinación) y los valores correspondientes de $M_{fi,Ed}$, $N_{fi,Ed}$, etc. representan $E_{fi,d}$

(3) Si se emplea una distribución no uniforme de la temperatura, el valor de cálculo de la resistencia para el dimensionamiento a temperatura ambiente, según el Anejo 22, se modifica en base a dicha distribución de temperatura.

(4) Como alternativa al punto (1), empleando una distribución de temperatura uniforme, la verificación puede llevarse a cabo en el dominio de la temperatura, véase el apartado 4.2.4.

(5) No es necesario considerar el fallo de la sección neta en los taladros de los elementos de fijación, siempre y cuando exista un elemento de fijación en cada taladro, ya que la temperatura del acero es inferior en las uniones debido a la presencia de material adicional.

(6) La resistencia al fuego de una unión atornillada o soldada puede considerarse suficiente siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- 1.- La resistencia térmica $(d_f/\lambda_f)_c$ de la protección frente al fuego de la unión debería ser mayor o igual que el valor mínimo de la resistencia térmica $(d_f/\lambda_f)_m$ de la protección frente al fuego aplicada a cualquiera de los elementos unidos;

donde:

d_f es el espesor del material de protección frente al fuego ($d_f = 0$ para elementos sin protección)

λ_f es la conductividad térmica eficaz del material de protección frente al fuego.

- 2.- El grado de utilización de la unión debería ser menor o igual que el grado de utilización máximo de cualquiera de los elementos conectados.

- 3.- La resistencia de la unión a temperatura ambiente debería cumplir las recomendaciones dadas en el Anejo 26.

(7) Como alternativa al método dado en el punto 6 del apartado 4.2.1, la resistencia al fuego de una unión puede determinarse utilizando el método que se incluye en el Apéndice D.

NOTA: Como simplificación, la comparación del grado de utilización en las uniones y en los elementos unidos puede llevarse a cabo a temperatura ambiente.

4.2.2 Clasificación de las secciones transversales

(1) Al efecto de estas reglas simplificadas, las secciones transversales pueden clasificarse como para el dimensionamiento a temperatura ambiente, con un valor reducido de ε , como se indica en la expresión (4.2).

$$\varepsilon = 0,85 [235/f_y]^{0,5} \quad (4.2)$$

donde:

f_y es el límite elástico a 20 °C.

NOTA 1: Véase el Anejo 22.

NOTA 2: El coeficiente de reducción 0,85 tiene en cuenta las influencias del aumento de temperatura.

4.2.3 Resistencia

4.2.3.1 Elementos sometidos a tracción

(1) El valor de cálculo de la resistencia $N_{f_i,0,Rd}$ de un elemento sometido a tracción con una temperatura uniforme θ_a debería determinarse mediante:

$$N_{f_i,0,Rd} = k_{y,0} N_{Rd} [\gamma_{M,0}/\gamma_{M,f_i}] \quad (4.3)$$

donde:

$k_{y,0}$ es el coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a una temperatura θ_a , alcanzada en un instante t ; véase el apartado 3

N_{Rd} es el valor de cálculo de la resistencia de la sección transversal $N_{pl,Rd}$ para el dimensionamiento a temperatura ambiente, de acuerdo con el Anejo 22.

(2) El valor de cálculo de la resistencia $N_{f_i,t,Rd}$ para un instante t de un elemento sometido a tracción con una distribución no uniforme de la temperatura a través de la sección transversal puede determinarse mediante:

$$N_{f_i,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i k_{y,0,i} f_y / \gamma_{M,f_i} \quad (4.4)$$

donde:

A_i es un área elemental de la sección transversal con una temperatura θ

$k_{y,0,i}$ es el coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a la temperatura θ , véase el apartado 3

θ es la temperatura en el área elemental A_i .

(3) El valor de cálculo de la resistencia $N_{f_i,t,Rd}$ en el instante t de un elemento sometido a tracción con una distribución no uniforme de la temperatura puede, de manera conservadora, considerarse igual al valor de cálculo de la resistencia $N_{f_i,0,Rd}$ de un elemento sometido a tracción con una temperatura uniforme del acero θ_a equivalente a la temperatura máxima del acero $\theta_{a,\max}$ alcanzada en el instante t .

4.2.3.2 Elementos sometidos a compresión con secciones transversales de Clases 1, 2 o 3

(1) El valor de cálculo de la resistencia a pandeo $N_{b,f_i,t,Rd}$ en el instante t de un elemento sometido a compresión con una sección transversal de clase 1, de clase 2 o de clase 3 con una temperatura uniforme θ_a , debería determinarse mediante:

$$N_{b,f_i,t,Rd} = \chi_{f_i} A k_{y,0} f_y / \gamma_{M,f_i} \quad (4.5)$$

donde:

χ_{f_i} es el coeficiente de reducción del pandeo por flexión para el dimensionamiento en la situación de incendio

$k_{y,0}$ es el coeficiente de reducción dado en el apartado 3 para el límite elástico del acero a la temperatura del acero θ_a alcanzada en el instante t .

(2) El valor de χ_{f_i} debería tomarse como el menor de los valores entre χ_{y,f_i} y χ_{z,f_i} determinados de acuerdo con la expresión:

$$\chi_{f_i} = \frac{1}{\phi_0 + \sqrt{\phi_0^2 - \bar{\lambda}_0^2}} \quad (4.6)$$

con

$$\phi_0 = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_0 + \bar{\lambda}_0^2 \right]$$

y

$$\alpha = 0,65 \sqrt{235/f_y}$$

La esbeltez adimensional $\bar{\lambda}_0$ para la temperatura θ_a se obtiene de la expresión:

$$\bar{\lambda}_0 = \bar{\lambda} \left[k_{y,0} / k_{E,0} \right]^{0,5} \quad (4.7)$$

donde:

$k_{y,0}$ es el coeficiente de reducción dado en el apartado 3 para el límite elástico del acero a la temperatura del acero θ_a alcanzada en el instante t

$k_{E,0}$ es el coeficiente de reducción dado en el apartado 3 para la pendiente de la región elástica lineal a la temperatura del acero θ_a alcanzada en el instante t .

(3) La longitud de pandeo l_f de una columna para la situación de cálculo ante incendio debería determinarse generalmente igual que para el dimensionamiento a temperatura ambiente. Sin embargo, en un entramado arriostrado, la longitud de pandeo l_f de una columna puede determinarse considerándolo como empotrado en las uniones continuas o semicontinuas con los tramos de la columna en los sectores

de incendio superiores e inferiores, siempre que la resistencia al fuego de los componentes del edificio que separan estos sectores de incendio no sea menor que la resistencia al fuego de la columna.

(4) En el caso de un entramado arriostrado en la que cada planta contenga un sector de incendio separado con resistencia suficiente al fuego, la longitud de pandeo l_{fi} de una columna continua en una planta intermedia puede tomarse como $l_{fi} = 0,5L$ y la longitud de pandeo en la planta más alta puede tomarse como $l_{fi} = 0,7L$, donde L es la longitud del sistema en la planta pertinente, véase la figura A23.4.1.

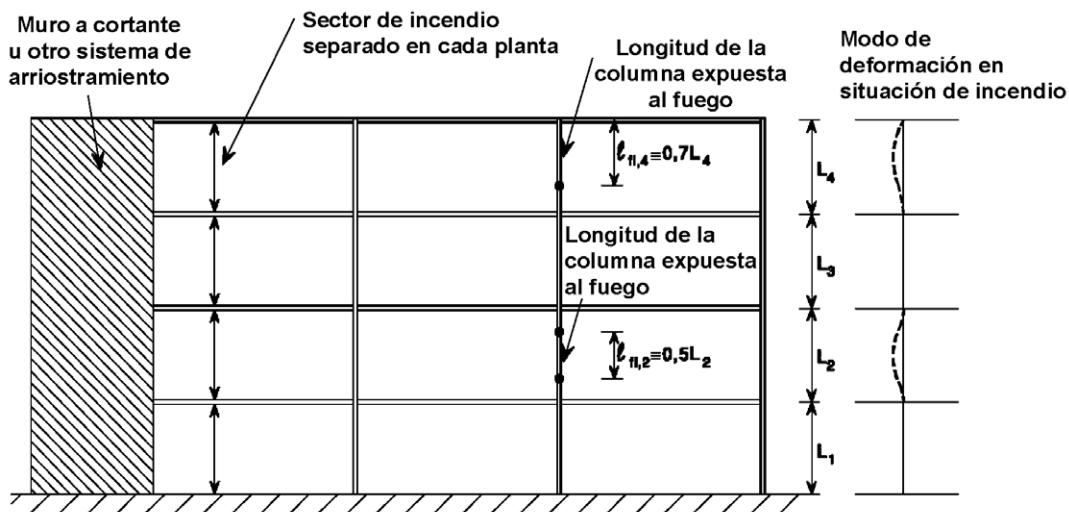


Figura A23.4.1 Longitudes de pandeo l_{fi} de columnas en entramados (pórticos) arriostrados

(5) Al realizar el cálculo utilizando la exposición a fuego nominal, el valor de cálculo de la resistencia $N_{b,fi,t,Rd}$ en el instante t de un elemento sometido a compresión con una distribución no uniforme de la temperatura puede considerarse igual al valor de cálculo de la resistencia $N_{b,fi,0,Rd}$ de un elemento sometido a compresión con una temperatura uniforme del acero θ_a equivalente a la temperatura máxima del acero $\theta_{a,máx}$ alcanzada en el instante t .

4.2.3.3 Vigas con secciones transversales de clase 1 o de clase 2

(1) El valor de cálculo del momento resistente $M_{fi,0,Rd}$ de una sección transversal de clase 1 o de clase 2 con una temperatura uniforme θ_a debería determinarse mediante:

$$M_{fi,0,Rd} = k_{y,0} [\gamma_{M,0}/\gamma_{M,fi}] M_{Rd} \quad (4.8)$$

donde:

M_{Rd} es el momento resistente plástico resistido de la sección transversal bruta $M_{pl,Rd}$ para el dimensionamiento a temperatura ambiente, de acuerdo con el Anexo 22, o el momento resistente reducido para el dimensionamiento a temperatura ambiente, teniendo en cuenta cuando sea necesario los efectos del esfuerzo cortante, de acuerdo con el Anexo 22

$k_{y,0}$ es el coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a la temperatura θ_a , véase el apartado 3.

(2) El valor de cálculo del momento resistente $M_{fi,t,Rd}$ en el instante t de una sección transversal de clase 1 o de clase 2 con una distribución no uniforme de la temperatura a través de la sección transversal puede determinarse mediante:

$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} f_{y,i} / \gamma_{M,fi} \quad (4.9)$$

donde:

z_i es la distancia desde el eje neutro plástico al centro de gravedad del área elemental A_i

$f_{y,i}$ es el límite elástico nominal f_y para el área elemental A_i , considerada positiva en la cara sometida a compresión sobre el eje neutro plástico y negativa en la cara sometida a tracción del mismo

A_i y $k_{y,\theta,i}$ son tal y como se define en el punto (2) del apartado 4.2.3.1.

(3) Como alternativa, el valor de cálculo del momento resistente $M_{fi,t,Rd}$ en el instante t de una sección transversal de clase 1 o de clase 2 en un elemento con una distribución no uniforme de temperatura, puede determinarse mediante:

$$M_{fi,t,Rd} = M_{fi,0,Rd} / (\kappa_1 \kappa_2) \quad (4.10)$$

con la condición $M_{fi,0,Rd} \leq M_{Rd}$

donde:

$M_{fi,0,Rd}$ es el valor de cálculo del momento resistente de la sección transversal para una temperatura uniforme θ_a , equivalente a la temperatura uniforme θ_a en el instante t en una sección transversal que no se encuentra afectada térmicamente por los apoyos

κ_1 es un factor de adaptación para distribuciones no uniformes de la temperatura en la sección transversal, véase el punto (7)

κ_2 es un factor de adaptación para temperaturas no uniformes a lo largo de la viga, véase el punto (8).

(4) El valor de cálculo del momento resistente frente a pandeo lateral $M_{b,fi,t,Rd}$ en el instante t de un elemento sin coacción frente a los desplazamientos laterales en una sección transversal de clase 1 o de clase 2 debería determinarse mediante:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} W_{pl,y} k_{y,\theta,com} f_y / \gamma_{M,fi} \quad (4.11)$$

donde:

$\chi_{LT,fi}$ es el coeficiente de reducción para el pandeo lateral para el dimensionamiento en la situación de incendio

$k_{y,\theta,com}$ es el coeficiente de reducción indicado en el apartado 3 para el límite elástico del acero a temperatura máxima en el ala comprimida $\theta_{a,com}$ alcanzada en el instante t .

NOTA: De forma conservadora, $\theta_{a,com}$ puede considerarse equivalente a la temperatura uniforme θ_a .

(5) El valor de $\chi_{LT,fi}$ debería determinarse de acuerdo con las ecuaciones siguientes:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta,com} + \sqrt{[\phi_{LT,0,com}]^2 - [\bar{\lambda}_{LT,0,com}]^2}} \quad (4.12)$$

con

$$\phi_{LT,\theta,com} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{LT,\theta,com} + (\bar{\lambda}_{LT,\theta,com})^2 \right] \quad (4.13)$$

y

$$\alpha = 0,65 \sqrt{235/f_y} \quad (4.14)$$

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} = \bar{\lambda}_{LT} [k_{y,\theta,com} / k_{E,\theta,com}]^{0,5} \quad (4.15)$$

donde:

$k_{E,\theta,com}$ es el coeficiente de reducción, dado en el apartado 3 para la pendiente de la región elástica lineal a la temperatura máxima del acero en el ala comprimida $\theta_{a,com}$ alcanzada en el instante t .

(6) El valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante $V_{fi,t,Rd}$ en el instante t de una sección transversal de clase 1 o de clase 2 debería determinarse mediante:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta,web} V_{Rd} [\gamma_{M,0}/\gamma_{M,fi}] \quad (4.16)$$

donde:

V_{Rd} es la resistencia a esfuerzo cortante de la sección transversal bruta para el dimensionamiento a temperatura ambiente, de acuerdo con el Anejo 22

θ_{web} es la temperatura media en el alma de la sección

$k_{y,\theta,web}$ es el coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a la temperatura del acero θ_{web} , véase el apartado 3.

(7) El valor del factor de adaptación κ_1 para una distribución no uniforme de la temperatura en la sección transversal debería ser uno de los siguientes:

- para una viga expuesta en sus cuatro caras: $\kappa_1 = 1,0$
- para una viga sin protección expuesta en tres de sus caras, con una losa mixta o de hormigón en su cuarta cara: $\kappa_1 = 0,70$
- para una viga protegida expuesta en tres de sus caras, con una losa mixta o de hormigón en su cuarta cara: $\kappa_1 = 0,85$

(8) Para una distribución no uniforme de la temperatura a lo largo de una viga, el factor de adaptación κ_2 debería adoptar uno de los siguientes valores:

- en los apoyos de una viga hiperestática: $\kappa_2 = 0,85$
- en todos los demás casos: $\kappa_2 = 1,0$.

4.2.3.4 Vigas con secciones transversales de clase 3

(1) El valor de cálculo del momento resistente $M_{fi,t,Rd}$ en el instante t de una sección transversal de clase 3 con una temperatura uniforme debería determinarse mediante:

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,0} M_{Rd} [\gamma_{M,0}/\gamma_{M,fi}] \quad (4.17)$$

donde:

M_{Rd} es el momento resistente elástico resistido de la sección transversal bruta $M_{el,Rd}$ para el dimensionamiento a temperatura ambiente, de acuerdo con el Anejo 22 o el momento resistente reducido, considerando en caso de ser necesario los efectos del esfuerzo cortante, de acuerdo con el Anejo 22

$k_{y,0}$ es el coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a la temperatura del acero θ_a , véase el apartado 3.

(2) El valor de cálculo del momento resistente $M_{fi,t,Rd}$ en el instante t de una sección transversal de clase 3 con una distribución no uniforme de la temperatura puede determinarse mediante:

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,0,máx.} M_{Rd} [\gamma_{M,0}/\gamma_{M,fi}]/(k_1 k_2) \quad (4.18)$$

con la condición $M_{fi,\theta,Rd} \leq M_{Rd}$

donde:

M_{Rd} es el momento resistente elástico de la sección transversal bruta $M_{el,Rd}$ para el dimensionamiento a temperatura ambiente o el momento resistente reducido, considerando en caso de ser necesario los efectos del esfuerzo cortante, de acuerdo con el Anejo 22

$k_{y,0,máx.}$ es el coeficiente de reducción para el límite elástico del acero a la temperatura máxima del acero $\theta_{a,máx.}$ alcanzada en el instante t

k_1 es un factor de adaptación para distribuciones de temperatura no uniformes en una sección transversal, véase el punto (7) del apartado 4.2.3.3

k_2 es un factor de adaptación para distribuciones de temperatura no uniformes a lo largo de la viga, véase el punto (8) del apartado 4.2.3.3.

(3) El valor de cálculo del momento resistente frente a pandeo lateral $M_{b,fi,t,Rd}$ en el instante t de una viga sin restricción lateral al desplazamiento con una sección transversal de clase 3 debería determinarse mediante:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} W_{el,y} k_{y,0,com} f_y / \gamma_{M,fi} \quad (4.19)$$

donde:

$\chi_{LT,fi}$ se indica en el punto (5) del apartado 4.2.3.3.

NOTA: De manera conservadora, $\theta_{a,com}$ se puede considerar equivalente a la temperatura máxima $\theta_{a,máx.}$.

(4) El valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante $V_{fi,t,Rd}$ en el instante t de una sección transversal de clase 3 debería determinarse mediante:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta,web} V_{Rd} [\gamma_{M,0}/\gamma_{M,fi}] \quad (4.20)$$

donde:

V_{Rd} es la resistencia a esfuerzo cortante de la sección transversal bruta para el dimensionamiento a temperatura ambiente, de acuerdo con el Anejo 22.

4.2.3.5 Elementos con secciones transversales de clase 1, 2 o 3, sometidos a flexocompresión

(1) El valor de cálculo de la resistencia a pandeo $R_{fi,t,d}$ en el instante t de un elemento sometido a flexocompresión debería verificarse con el cumplimiento de las expresiones (4.21a) y (4.21b) para un elemento con sección transversal de clase 1 o de clase 2, o las expresiones (4.21c) y (4.21d) para un elemento con sección transversal de clase 3.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (4.21a)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{pl,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (4.21b)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (4.21c)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{el,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (4.21d)$$

donde:

$\chi_{min,fi}$ se define en el apartado 4.2.3.2

$\chi_{z,fi}$ se define en el apartado 4.2.3.2

$\chi_{LT,fi}$ se define en el punto (5) del apartado 4.2.3.3

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

con: $\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_{z,0} \beta_{MLT} - 0,15 \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3$$

Para el eje fuerte: $\mu_y = (2\beta_{M,y} - 5) \bar{\lambda}_{y,0} + 0,44 \beta_{M,y} + 0,29 \leq 0,8$ con $\bar{\lambda}_{y,20^\circ C} \leq 1,1$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3$$

Para el eje débil: $\mu_z = (1,2\beta_{M,z} - 3)\bar{\lambda}_{z,\theta} + 0,71\beta_{M,z} - 0,29 \leq 0,8$

NOTA: Para los coeficientes del momento uniforme equivalente β_M , véase la figura A23.4.2.

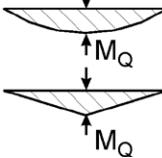
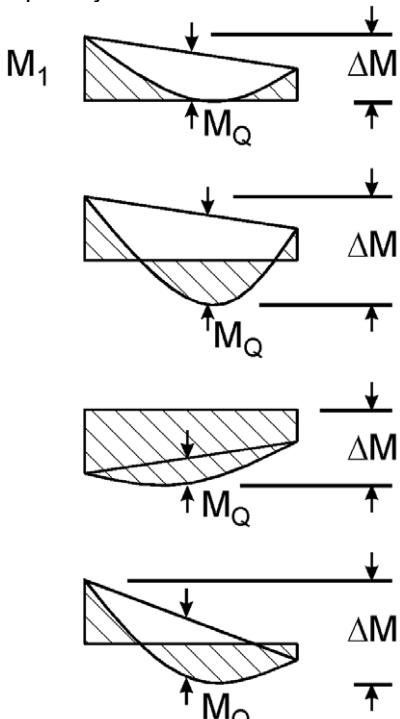
Diagrama de momentos	Coeficiente del momento uniforme equivalente β_M
Momentos en los extremos  M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
Momentos producidos por las cargas laterales en el plano 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Momentos producidos por la suma de cargas laterales en el plano y momentos en los extremos 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{máx. } M \text{ producido solo por la carga lateral}$ $\Delta M \left\{ \begin{array}{l} \text{máx. } M \\ \text{máx. } M + \text{mín. } M \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{para un diagrama de momentos sin cambio de signo} \\ \text{para un diagrama de momentos con cambio de signo} \end{array}$

Figura A23.4.2 Coeficientes del momento uniforme equivalente

4.2.3.6 Elementos con secciones transversales de clase 4

(1) Para elementos con secciones transversales de clase 4 que no sean elementos sometidos a tracción, puede considerarse que el punto (1) del apartado 4.2.1 se cumple si, en el instante t , la temperatura del acero θ_a en todas las secciones transversales no supera la temperatura θ_{crit} de 350°C.

NOTA 1: Para más información, véase el Apéndice E.

4.2.4 Temperatura crítica

(1) Como alternativa al apartado 4.2.3, la verificación puede realizarse en el dominio de la temperatura.

(2) Excepto cuando se tienen en cuenta los criterios de deformación o cuando deben tenerse en cuenta los fenómenos de inestabilidad, la temperatura crítica $\theta_{a,\text{cr}}$ del acero al carbono, de acuerdo con el punto (6) del apartado 1.1.2, en el instante t para una distribución uniforme de la temperatura en un elemento puede determinarse para cualquier grado de utilización μ_0 en el instante $t = 0$ utilizando:

$$\theta_{a,\text{cr}} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 \quad (4.22)$$

donde μ_0 no debe ser menor de 0,013.

NOTA: En la tabla A23.4.1 se incluyen ejemplos de valores de $\theta_{a,\text{cr}}$ para valores de μ_0 entre 0,22 y 0,80.

(3) Para elementos con secciones transversales de clase 1, de clase 2 o de clase 3 y para todos los elementos sometidos a tracción, el grado de utilización μ_0 en el instante $t = 0$ puede obtenerse con:

$$\mu_0 = E_{f_i,d}/R_{f_i,d,0} \quad (4.23)$$

donde:

$R_{f_i,d,0}$ es el valor de $R_{f_i,d,t}$ para el instante $t = 0$ del apartado 4.2.3

$E_{f_i,d}$ y $R_{f_i,d,t}$ se definen en el punto (1) del apartado 4.2.1.

(4) Como alternativa del lado de la seguridad, μ_0 puede obtenerse para elementos sometidos a tracción y para vigas en las que el pandeo lateral no es un modo de fallo potencial, mediante:

$$\mu_0 = \eta_{f_i} [\gamma_{M,f_i}/\gamma_{M0}] \quad (4.24)$$

donde:

η_{f_i} es el coeficiente de reducción definido en el punto (3) del apartado 2.4.2.

Tabla A23.4.1 Temperatura crítica $\theta_{a,\text{cr}}$ para diversos valores del grado de utilización μ_0

μ_0	$\theta_{a,a,\text{cr}}$	μ_0	$\theta_{a,a,\text{cr}}$	μ_0	$\theta_{a,a,\text{cr}}$
0,22	711	0,42	612	0,62	549
0,24	698	0,44	605	0,64	543
0,26	685	0,46	598	0,66	537
0,28	674	0,48	591	0,68	531
0,30	664	0,50	585	0,70	526

0,32	654	0,52	578	0,72	520
0,34	645	0,54	572	0,74	514
0,36	636	0,56	566	0,76	508
0,38	628	0,58	560	0,78	502
0,40	620	0,60	554	0,80	496

NOTA: No se proporcionan valores por defecto para las temperaturas críticas.

4.2.5 Evolución de la temperatura del acero

4.2.5.1 Estructuras interiores de acero sin protección

(1) Para una distribución uniforme equivalente de la temperatura en la sección transversal, el aumento de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ en un elemento de acero sin protección durante un intervalo de tiempo Δt debería determinarse mediante:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} \cdot h_{net,d} \Delta t \quad (4.25)$$

donde:

- k_{sh} es el coeficiente de corrección del efecto sombra, véase el punto (2)
- A_m/V es el factor de sección para elementos de acero sin protección [1/m]
- A_m es la superficie del elemento por unidad de longitud [m^2/m]
- V es el volumen del elemento por unidad de longitud [m^3/m]
- c_a es el calor específico del acero, dado en el apartado 3 [J/kgK]
- $\cdot h_{net,d}$ es el valor de cálculo del flujo neto de calor por unidad de superficie [W/m^2]
- Δt es el intervalo de tiempo [segundos]
- ρ_a es la densidad del acero, dada en el apartado 3 [kg/m^3].

(2) Para perfiles de secciones abiertas sometidas a las acciones de un fuego nominal, el coeficiente de corrección del efecto sombra puede determinarse como:

$$k_{sh} = 0,9 [A_m/V]_b / [A_m/V] \quad (4.26a)$$

donde:

- $[A_m/V]_b$ es el factor de sección de un cajón envolvente.

En todos los demás casos, el valor de k_{sh} debería tomarse como:

$$k_{sh} = [A_m/V]_b / [A_m/V] \quad (4.26b)$$

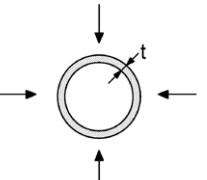
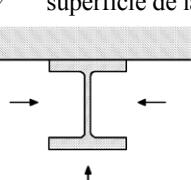
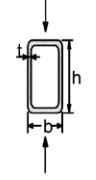
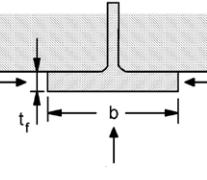
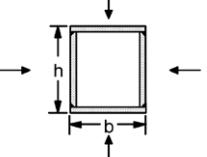
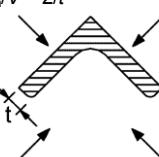
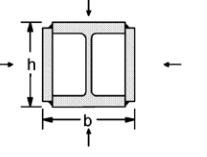
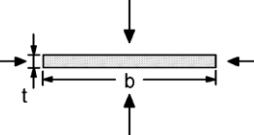
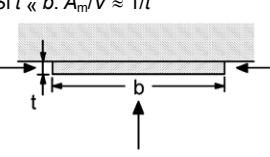
NOTA 1: Para secciones transversales con forma convexa (por ejemplo, secciones huecas rectangulares o circulares) completamente envueltas por el fuego, el efecto sombra no interviene y, en consecuencia, el coeficiente de corrección k_{sh} equivale a la unidad.

NOTA 2: Al ignorar el efecto sombra (es decir: $k_{sh} = 1$), se obtienen soluciones conservadoras.

- (3) El valor de $h_{net,d}$ debería tomarse de la reglamentación específica vigente.
- (4) El valor de Δt no debería superar los 5 segundos.
- (5) En la expresión (4.26), el valor del factor de sección A_m/V no debería ser menor de 10 m^{-1} .

NOTA: En la tabla A23.4.2 se incluyen algunas expresiones para obtener los valores de cálculo del factor de sección A_m/V para elementos de acero sin protección.

Tabla A23.4.2 Factor de sección A_m/V para elementos de acero sin protección

<p>Sección abierta expuesta al fuego en todas sus caras:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{perímetro}}{\text{superficie de la sección transversal}}$ 	<p>Tubo expuesto al fuego en todas sus caras: $A_m/V = 1/t$</p> 
<p>Sección abierta expuesta al fuego en tres de sus caras:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{superficie expuesta al fuego}}{\text{superficie de la sección transversal}}$ 	<p>Sección hueca (o sección en cajón soldada con espesor uniforme) expuesta al fuego en todas sus caras: Si $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 
<p>Sección abierta en T expuesta al fuego en tres de sus caras: $A_m/V = (b + 2t_f)/(bt_f)$ Si $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t_f$</p> 	<p>Sección en cajón soldada expuesta al fuego en todas sus caras: $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{superficie de la sección transversal}}$ Si $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 
<p>Perfil angular expuesto al fuego en todas sus caras: $A_m/V = 2/t$</p> 	<p>Sección en doble T reforzada en cajón, expuesta al fuego en todas sus caras: $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{área de la sección transversal}}$</p> 
<p>Chapa expuesta al fuego en todas sus caras: $A_m/V = 2(b+t)/(bt)$ Si $t \ll b$: $A_m/V \approx 2/t$</p> 	<p>Chapa expuesta al fuego en tres de sus caras: $A_m/V = (b + 2t)/(bt)$ Si $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 

4.2.5.2 Estructuras interiores de acero aisladas mediante material de protección frente al fuego

(1) Para una distribución uniforme de la temperatura en una sección transversal, el incremento de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ de un elemento protegido de acero durante un intervalo de tiempo Δt debería obtenerse de:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p / V}{d_p c_a \rho_a} \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{(1 + \phi/3)} \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \quad (\text{pero } \Delta\theta_{a,t} \geq \text{si } \Delta\theta_{g,t} > 0) \quad (4.27)$$

con:

$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p A_p / V$$

donde:

- A_p/V es el factor de sección para elementos de acero protegidos mediante un material de protección frente al fuego
- A_p es la superficie pertinente del material de protección frente al fuego por unidad de longitud del elemento [m^2/m]
- V es el volumen del elemento por unidad de longitud [m^3/m]
- c_a es el calor específico del acero, dependiente de la temperatura, dado en el apartado 3 [J/kgK]
- c_p es el calor específico del material de protección frente al fuego, independiente de la temperatura [J/kgK]
- d_p es el espesor del material de protección frente al fuego [m]
- Δt es el intervalo de tiempo [segundos]
- $\theta_{a,t}$ es la temperatura del acero en el instante t [°C]
- $\theta_{g,t}$ es la temperatura del gas ambiental en el instante t [°C]
- $\Delta\theta_{g,t}$ es el incremento de la temperatura del gas ambiental durante el intervalo de tiempo Δt [K]
- λ_p es la conductividad térmica del sistema de protección frente al fuego [W/mK]
- ρ_a es la densidad del acero, dada en el apartado 3 [kg/m³]
- ρ_p es la densidad del material de protección frente al fuego [kg/m³].

- (2) Los valores de c_p , λ_p y ρ_p deberían determinarse según se especifica en el apartado 3.
- (3) El valor de Δt no debería ser mayor de 30 s.
- (4) La superficie A_p del material de protección frente al fuego debería tomarse, en general, como el área de su superficie interna, pero para revestimientos huecos con holgura alrededor del elemento de acero, puede tomarse el mismo valor que se usa para revestimientos huecos sin holgura.

NOTA: En la tabla A23.4.3 se incluyen algunos valores de cálculo del factor de sección A_p/V para elementos de acero protegidos.

(5) Para los materiales húmedos de protección frente al fuego, el cálculo del incremento de temperatura del acero $\Delta\theta_a$ puede modificarse para tener en cuenta un retraso en el aumento de la temperatura del acero cuando ésta alcanza 100 °C. Este tiempo de retardo debería determinarse mediante un método de acuerdo con la norma UNE-EN 13381-4.

(6) Como alternativa a lo expuesto en el punto (1) del apartado 4.2.5.2, la temperatura uniforme de un elemento de acero protegido después de una duración determinada de su exposición al fuego normalizado puede obtenerse utilizando diagramas de flujo de cálculo obtenidos de acuerdo con la norma UNE-EN 13381-4.

Tabla A23.4.3 Factor de sección A_p/V para elementos de acero aislados mediante material de protección frente al fuego

Diseño	Descripción	Factor de sección (A_p/V)
	Revestimiento de contorno con espesor uniforme	perímetro de acero superficie de la sección transversal de acero
	Revestimiento hueco con espesor uniforme ¹⁾	$2(b+h)$ superficie de la sección transversal de acero
	Revestimiento de contorno con espesor uniforme, expuesto al fuego en tres de sus caras	perímetro de acero - b superficie de la sección transversal de acero
	Revestimiento con espesor uniforme, expuesto al fuego en tres de sus caras) ¹⁾	$2h+b$ superficie de la sección transversal de acero

1) Las dimensiones de la holgura c_1 y c_2 no deberían, por lo general, ser superiores a $h/4$.

4.2.5.3 Estructuras interiores de acero en un volumen protegido mediante pantallas térmicas

(1) Las disposiciones incluidas a continuación son aplicables a los dos casos siguientes:

- elementos de acero situados en un volumen delimitado en la parte superior por un forjado y en la parte inferior por una pantalla térmica horizontal; y

- elementos de acero situados en un volumen delimitado por pantallas térmicas horizontales en ambas caras;

en ambos casos, siempre y cuando exista una separación entre la pantalla térmica y el elemento. No son aplicables si la pantalla térmica se encuentra en contacto directo con el elemento.

(2) En el caso de estructuras interiores de acero protegidos mediante pantallas térmicas, el cálculo del incremento de temperatura del acero $\Delta\theta_a$ debería basarse en los métodos dados en los apartados 4.2.5.1 o 4.2.5.2, según proceda, tomando la temperatura del gas ambiental $\theta_{g,t}$ como equivalente a la temperatura del gas en el volumen.

(3) Las propiedades y prestaciones de las pantallas térmicas utilizadas en el cálculo deberían determinarse utilizando un procedimiento de ensayo de acuerdo con las normas UNE-EN 13381-1 o UNE-EN 13381-2, según proceda.

(4) La evolución de la temperatura en el volumen en que están situados los elementos de acero debería determinarse a partir de mediciones, de acuerdo con las normas UNE-EN 13381-1 o UNE-EN 13381-2, según proceda.

4.2.5.4 Estructuras exteriores de acero

(1) La temperatura de las estructuras exteriores de acero debería determinarse teniendo en cuenta:

- el flujo de calor por radiación desde el sector de incendio;
- el flujo de calor por radiación y el flujo del calor por convección de las llamas procedentes de las aberturas;
- la pérdida de calor por radiación y por convección de los elementos de acero hacia la atmósfera;
- las dimensiones y la localización de los elementos estructurales.

(2) Las pantallas térmicas pueden aplicarse a una, dos o tres de las caras de un elemento externo de acero con el fin de proteger al mismo de la transferencia de calor por radiación.

(3) Las pantallas térmicas deberían:

- aplicarse directamente a la cara del elemento que se pretende proteger, o bien
- ser lo suficientemente grandes como para proteger completamente dicha cara del flujo de calor de radiación esperado.

(4) Las pantallas térmicas a las que se hace referencia en el Apéndice B deberían ser incombustibles y poseer una resistencia al fuego mínima de EI 30 de acuerdo con la norma UNE-EN 13501-2.

(5) La temperatura en los elementos de acero protegidos mediante pantallas térmicas debería determinarse como se requiere en el punto (1) del apartado 4.2.5.4, suponiendo que no existe transferencia de calor por radiación hacia aquellas caras que se encuentran protegidas mediante pantallas térmicas.

(6) Los cálculos pueden basarse en las condiciones de estado estacionario resultantes de un equilibrio de calor estacionario, utilizando los métodos incluidos en el Apéndice B.

(7) El cálculo utilizando en el Apéndice B de este anexo debería basarse en el modelo dado en el Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2, que describe las condiciones compartimentación frente de incendios y las llamas que se proyectan desde las aberturas, en las cuales debería basarse el cálculo de los flujos de calor por radiación y de convección.

4.3 Modelos de fuego avanzados

4.3.1 Generalidades

- (1) Los métodos de cálculo avanzados deberían proporcionar un análisis realista de las estructuras expuestas al fuego. Dichos métodos deberían basarse en el comportamiento físico fundamental, de forma que conduzcan a una aproximación fiable del comportamiento esperado del elemento estructural relevante en la situación de incendio.
- (2) Cualquier modo de fallo potencial no cubierto por el método de cálculo avanzado (incluyendo el pandeo local y el fallo por cortante) debería evitarse utilizando los medios apropiados.
- (3) Los métodos de cálculo avanzados deberían incluir modelos de cálculo diferenciados para determinar:
 - la evolución y distribución de la temperatura en el interior de los elementos estructurales (modelo de respuesta térmica);
 - el comportamiento mecánico de la estructura o de cualquiera de sus partes (modelo de respuesta mecánica).
- (4) Los métodos de cálculo avanzados pueden utilizarse asociados a cualquier curva de calentamiento, siempre que se conozcan las propiedades de los materiales en la región térmica relevante.
- (5) Los métodos de cálculo avanzados pueden utilizarse con cualquier tipo de sección transversal.

4.3.2 Respuesta térmica

- (1) Los métodos de cálculo avanzados de respuesta térmica deberían basarse en los principios e hipótesis reconocidos de la teoría de la transferencia de calor.
- (2) El modelo de respuesta térmica debería considerar:
 - las acciones térmicas pertinentes especificadas en la reglamentación específica vigente;
 - la variación de las propiedades térmicas del material con la temperatura, véase el apartado 3.
- (3) Los efectos de la exposición térmica no uniforme y de la transferencia de calor a los elementos de construcción adyacentes pueden incluirse si se considera apropiado.
- (4) Se puede despreciar de forma conservadora la influencia de cualquier contenido de humedad y de cualquier migración de la misma en el interior del material de protección frente al fuego.

4.3.3 Respuesta mecánica

- (1) Los métodos de cálculo avanzados de respuesta mecánica deberían basarse en principios e hipótesis reconocidos de la teoría de la mecánica estructural, teniendo en cuenta los cambios de las propiedades mecánicas con la temperatura.
- (2) Los efectos de las tensiones y deformaciones inducidos por la temperatura, producidos tanto por el aumento de temperatura como por los gradientes de temperatura, se deberían tener en cuenta.
- (3) El modelo de respuesta mecánica debería también tener en cuenta:
 - los efectos combinados de las acciones mecánicas, las imperfecciones geométricas y las acciones térmicas;
 - las propiedades mecánicas del material dependientes de la temperatura, véase el apartado 3;
 - los efectos geométricos no lineales;
 - los efectos de las propiedades materiales no lineales, incluyendo los efectos desfavorables sobre la rigidez estructural de los procesos de carga y descarga.

- (4) No es necesario, siempre que se utilicen las relaciones tensión-deformación indicadas en el apartado 3, considerar explícitamente los efectos de la fluencia térmica transitoria.
- (5) Las deformaciones en el estado límite último que implica el método de cálculo deberían limitarse para asegurar que se mantiene la compatibilidad entre todas las partes de la estructura.
- (6) El cálculo debería tener en cuenta el estado límite último más allá del cual las deformaciones calculadas de la estructura causarían el fallo debido a la pérdida de apoyo adecuado de uno de los elementos.
- (7) Para el cálculo del elemento estructural vertical protegido debería emplearse una imperfección inicial sinusoidal con un valor máximo de $h/1000$ a media altura, cuando no existan especificaciones en las normas de producto pertinentes.

4.3.4 Validación de los modelos de fuego avanzados

- (1) Debería realizarse una verificación de la precisión de los modelos de cálculo en base a los resultados de los ensayos pertinentes.
- (2) Los resultados de los cálculos de validación pueden referirse a las temperaturas, las deformaciones y los tiempos de resistencia al fuego.
- (3) Los parámetros críticos deberían comprobarse, mediante un análisis de sensibilidad, para asegurar que el modelo cumple principios de ingeniería reconocidos.
- (4) Los parámetros críticos pueden referirse, por ejemplo, a la longitud de pandeo, las dimensiones de los elementos o el nivel de carga.

Apéndice A. Endurecimiento por deformación del acero al carbono a temperaturas elevadas

(1) Para temperaturas menores de 400 °C, puede utilizarse la opción alternativa al endurecimiento por deformación mencionada en el apartado 3.2 de la siguiente forma:

- para $0,02 < \varepsilon < 0,04$:

$$\sigma_a = 50(f_{u,0} - f_{y,0})\varepsilon + 2f_{y,0} - f_{u,0} \quad (\text{A.1a})$$

- para $0,04 \leq \varepsilon \leq 0,15$:

$$\sigma_a = f_{u,0} \quad (\text{A.1b})$$

- para $0,15 < \varepsilon < 0,20$:

$$\sigma_a = f_{u,0} [1 - 20(\varepsilon - 0,15)] \quad (\text{A.1c})$$

- para $\varepsilon \geq 0,20$:

$$\sigma_a = 0,00 \quad (\text{A.1d})$$

donde:

$f_{u,0}$ es la resistencia última a temperaturas elevadas, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación.

NOTA: Los distintos diagramas tensión-deformación para el acero, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación, se representan en la figura A23.A.1.

(2) La tensión de rotura a temperaturas elevadas, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación, debería determinarse de la siguiente forma:

- para $\theta_a < 300$ °C:

$$f_{u,0} = 1,25f_{y,0} \quad (\text{A.2a})$$

- para 300 °C $\leq \theta_a < 400$ °C:

$$f_{u,0} = f_{y,0}(2 - 0,0025\theta_a) \quad (\text{A.2b})$$

- para $\theta_a \geq 400$ °C:

$$f_{u,0} = f_{y,0} \quad (\text{A.2c})$$

NOTA: Los distintos diagramas tensión-deformación con la temperatura se representan en la figura A23.A.2.

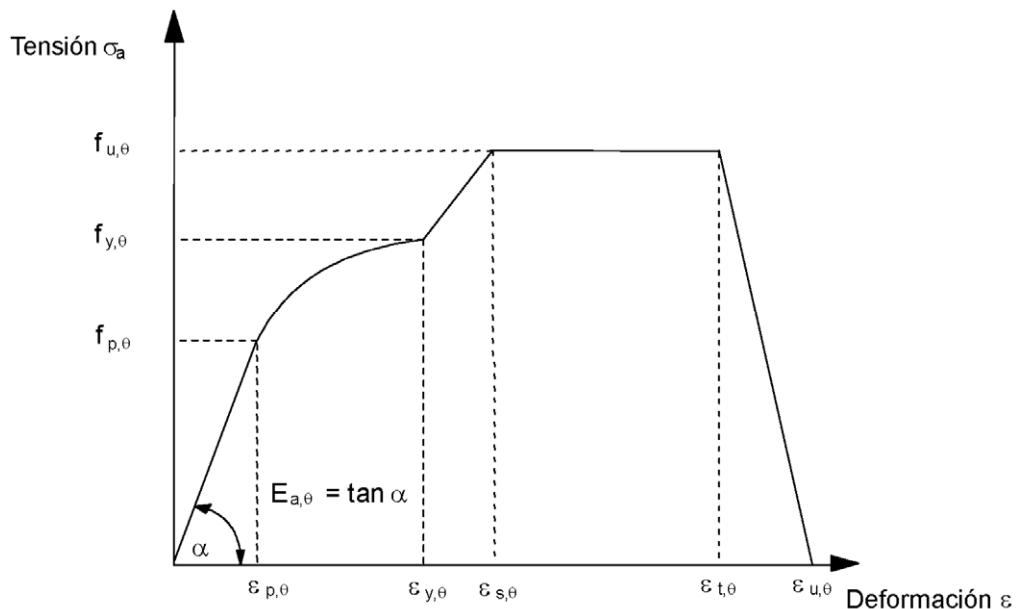


Figura A23.A.1 Diagrama tensión-deformación para el acero, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación

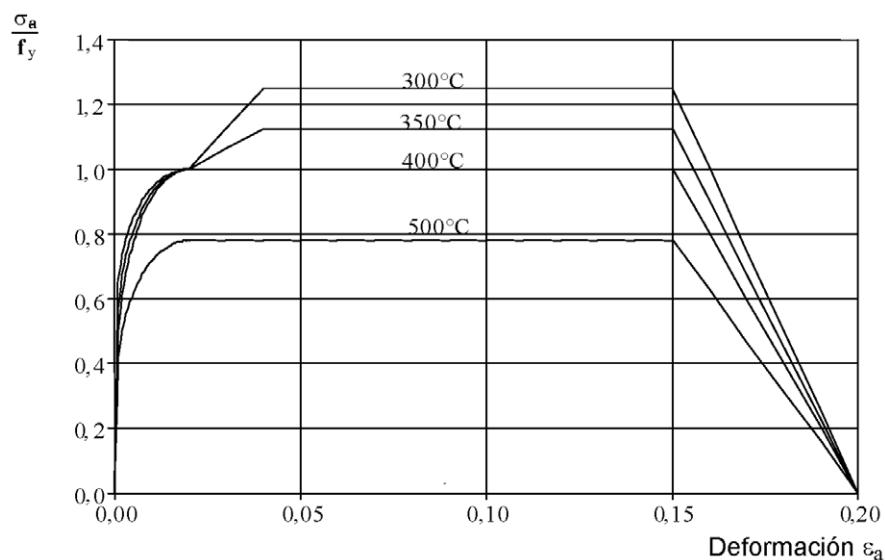


Figura A23.A.2 Diagramas tensión-deformación para el acero a temperaturas elevadas, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación

Apéndice B. Transferencia de calor a estructuras de acero externas

B.1 Generalidades

B.1.1 Fundamentos

- (1) En este Apéndice B, el sector de incendio se considera limitado a una única planta. Se supone que todas las ventanas u otras aberturas similares (huecos en fachada) en el sector de incendio son rectangulares.
- (2) La determinación de la temperatura del fuego en el sector, de las dimensiones y temperaturas de las llamas que escapan por las aberturas, así como de los parámetros de radiación y convección, deberían realizarse de acuerdo con el Apéndice B de la norma UNE-EN 1991-1-2.
- (3) Debería distinguirse entre los elementos no envueltos en llamas y los elementos envueltos en llamas, dependiendo de sus posiciones relativas a las aberturas del sector de incendio.
- (4) Debería suponerse que un elemento que no esté envuelto en llamas recibe una transferencia de calor por radiación desde todas las aberturas en esa cara del sector de incendio y desde las llamas que salen desde dichas aberturas.
- (5) Debería suponerse que un elemento envuelto en llamas recibe una transferencia de calor por convección de la llama y por radiación de dichas llamas y de las aberturas en el sector de incendio de las cuales salen las llamas. Puede despreciarse la transferencia de calor por radiación desde otras llamas y desde otras aberturas.

B.1.2 Convenciones para las dimensiones

- (1) La convención para los datos geométricos puede tomarse de la figura A23.B.1.

B.1.3 Equilibrio de calor

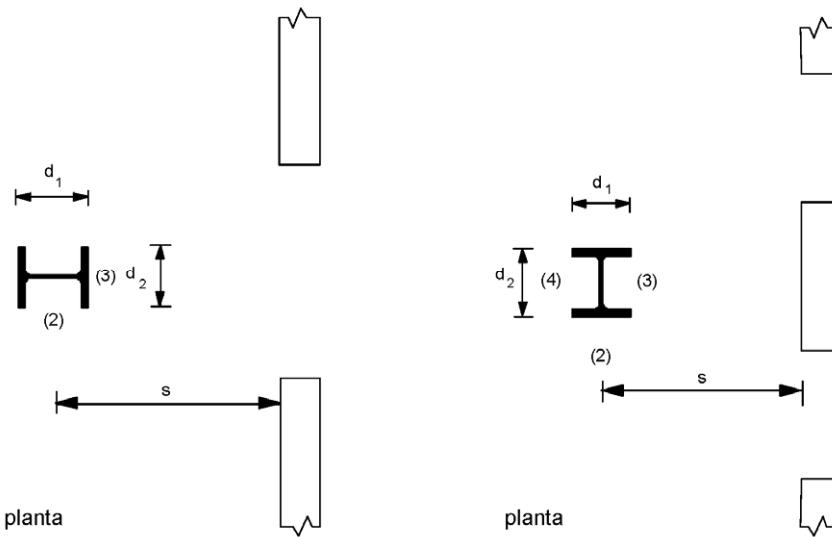
- (1) Para un elemento que no esté envuelto en llamas, la temperatura media del elemento de acero T_m [K] debería determinarse a partir de la solución de la siguiente ecuación de equilibrio de calor (balance térmico):

$$\sigma T_m^4 + \alpha T_m = \sum I_z + \sum I_f + 293 \alpha \quad (\text{B.1})$$

donde:

- σ es la constante de Stefan Boltzmann [$56,7 \times 10^{-12} \text{ kW/m}^2\text{K}^4$]
- α es el coeficiente de transferencia de calor por convección [$\text{kW/m}^2\text{K}$]
- I_z es el flujo de calor por radiación desde una llama [kW/m^2]
- I_f es el flujo de calor por radiación desde una abertura [kW/m^2].

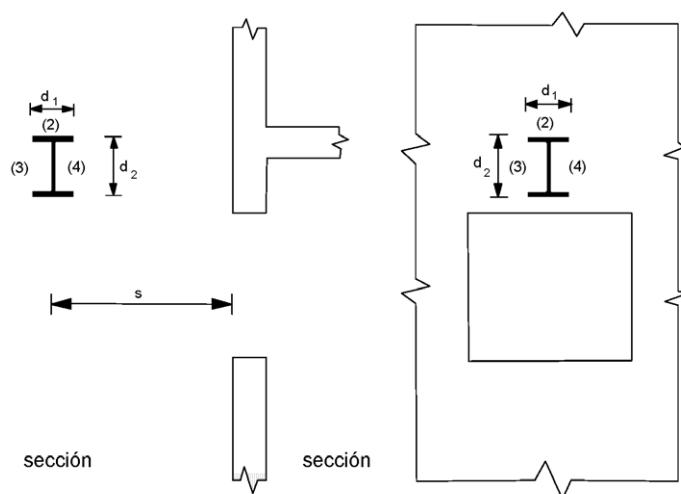
- (2) El coeficiente de transferencia de calor por convección α debería tomarse del Apéndice B de la norma UNE-EN 1991-1-2 para la condición de 'ventilación no forzada' o para la condición de 'ventilación forzada', según proceda, utilizando una dimensión eficaz de la sección transversal $d = (d_1 + d_2)/2$.



1) Columna frente a una abertura

2) Columna entre aberturas

a) Columnas



1) Viga paralela a una pared

2) Viga perpendicular a una pared

a) Vigas

Figura A23.B.1 – Dimensiones y situación de los elementos

(3) Para un elemento envuelto en llamas, la temperatura media del elemento de acero T_m [K] debería determinarse a partir de la solución de la siguiente ecuación de equilibrio de calor:

$$\sigma T_m^4 + \alpha T_m = I_z + I_f + \alpha T_z \quad (B.2)$$

donde:

T_z es la temperatura de la llama [K]

I_z es el flujo de calor por radiación desde la llama [kW/m^2]

I_f es el flujo de calor por radiación desde la abertura correspondiente [kW/m^2].

(4) El flujo de calor por radiación I_z desde la llama debería determinarse de acuerdo con la situación y el tipo de elemento del modo siguiente:

- columnas no envueltas en llamas: véase el apartado B.2;
- vigas no envueltas en llamas: véase el apartado B.3;
- columnas envueltas en llamas: véase el apartado B.4;
- vigas total o parcialmente envueltas en llamas: véase el apartado B.5.

De forma análoga podrían tratarse otros casos, utilizando adaptaciones apropiadas de los tratamientos incluidos en los apartados B.2 a B.5.

(5) El flujo de calor por radiación I_f desde una abertura debería determinarse mediante:

$$I_f = \phi_f \varepsilon_f (1 - a_z) \sigma T_f^4 \quad (\text{B.3})$$

donde:

- ϕ_f es el coeficiente global de configuración del elemento para la transferencia de calor por radiación desde dicha abertura
- ε_f es la emisividad de la abertura
- a_z es el coeficiente de absorción de la llama
- T_f es la temperatura del fuego [K], del Apéndice B de la norma UNE-EN 1991-1-2.

(6) La emisividad ε_f de una abertura debería tomarse como equivalente a la unidad, véase el Apéndice B de la norma UNE-EN 1991-1-2.

(7) El coeficiente de absorción a_z de la llama debería determinarse con los apartados B.2 a B.5, según proceda.

B.1.4 Coeficientes globales de configuración

(1) El coeficiente global de configuración ϕ_f de un elemento para la transferencia de calor por radiación desde una abertura debería determinarse mediante:

$$\phi_f = \frac{(C_1\phi_{f,1} + C_2\phi_{f,2})d_1 + (C_3\phi_{f,3} + C_4\phi_{f,4})d_2}{(C_1 + C_2)d_1 + (C_3 + C_4)d_2} \quad (\text{B.4})$$

donde:

- $\phi_{f,i}$ es el factor de configuración de la cara i del elemento para dicha abertura, véase el Apéndice G de la norma UNE-EN 1991-1-2
- d_i es la dimensión de la sección transversal de la cara i del elemento
- C_i es el coeficiente de protección de la cara i del elemento del modo siguiente:
 - para una cara con protección: $C_i = 0$
 - para una cara sin protección: $C_i = 1$.

(2) El valor del factor de configuración $\phi_{i,i}$ para una cara del elemento desde la cual la abertura no resulta visible debería tomarse como cero.

(3) El coeficiente global de configuración ϕ_z de un elemento para la transferencia de calor por radiación desde una llama debería determinarse mediante:

$$\phi_z = \frac{(C_1\phi_{z,1} + C_2\phi_{z,2})d_1 + (C_3\phi_{z,3} + C_4\phi_{z,4})d_2}{(C_1 + C_2)d_1 + (C_3 + C_4)d_2} \quad (\text{B.5})$$

donde:

$\phi_{z,i}$ es el factor de configuración de la cara i del elemento para dicha llama, véase el Apéndice G de la norma UNE-EN 1991-1-2.

(4) Los coeficientes de configuración $\phi_{z,i}$ de las caras individuales del elemento para la transferencia de calor por radiación desde la llama pueden basarse en las dimensiones rectangulares equivalentes de la llama. Las dimensiones y localizaciones de los rectángulos equivalentes, que representan el frontal y los laterales de una llama para tal fin, deberían determinarse como se indica en B.2 para las columnas y como se indica en el apartado B.3 para las vigas. Para otros fines, deberían utilizarse las dimensiones de la llama incluidas en el Apéndice B de la norma UNE-EN 1991-1-2.

(5) El valor del factor de configuración $\phi_{z,i}$ para una cara del elemento desde la cual la llama no resulta visible debería tomarse como cero.

(6) Una cara de un elemento puede encontrarse protegida mediante una pantalla térmica, véase el apartado 4.2.5.4. Una cara de un elemento que se encuentre inmediatamente adyacente a la pared del sector de incendio puede también tratarse como si estuviese protegida, siempre que no existan aberturas en esa parte de la pared. El resto de las caras del elemento deberían tratarse como si no tuviesen protección.

B.2 Columna no envuelta en llamas

B.2.1 Transferencia de calor por radiación

(1) Debería distinguirse entre una columna situada frente a una abertura y una columna situada entre aberturas.

NOTA: Se incluyen ilustraciones en la figura A23.B.2.

(2) Si la columna se encuentra frente a una abertura, el flujo de calor por radiación I_z desde la llama debería determinarse mediante:

$$I_z = \phi_z \varepsilon_z \sigma T_z^4 \quad (\text{B.6})$$

donde:

ϕ_z es el coeficiente global de configuración de la columna para la transmisión de calor por radiación desde la llama, véase el apartado B.1.4

ε_z es la emisividad de la llama, véase el apartado B.2.2

T_z es la temperatura de la llama [K], del apartado B.2.3.

NOTA: Se incluyen ilustraciones en la figura A23.B.3.

(3) Si la columna se encuentra entre aberturas, el flujo total de calor por radiación I_z desde la llama en cada una de las caras debería determinarse mediante:

$$I_z = (\phi_{z,m} \varepsilon_{z,m} + \phi_{z,n} \varepsilon_{z,n}) \sigma T_z^4 \quad (\text{B.7})$$

donde:

$\phi_{z,m}$ es el coeficiente global de configuración de la columna para la transmisión de calor por radiación desde la llama en la cara m , véase el apartado B.1.4

$\phi_{z,n}$ es el coeficiente global de configuración de la columna para la transmisión de calor por radiación desde la llama en la cara n , véase el apartado B.1.4

$\varepsilon_{z,m}$ es la emisividad total de la llama en la cara m , véase el apartado B.2.2

$\varepsilon_{z,n}$ es la emisividad total de la llama en la cara n , véase el apartado B.2.2.

NOTA: Se incluyen ilustraciones en la figura A23.B.4.

B.2.2 Emisividad de la llama

(1) Si la columna está situada frente a una abertura, la emisividad de la llama ε_z debería determinarse a partir de la expresión para ε dada en el Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2, utilizando el espesor de llama λ a la altura de la parte superior de las aberturas. Siempre que no existan marquesinas ni balcones por encima de la abertura, λ puede tomarse como sigue:

- para la condición de 'ventilación no forzada':

$$\lambda = 2h/3 \quad (\text{B.8a})$$

- para la condición de 'ventilación forzada':

$$\lambda = x \text{ pero } \lambda \leq hx/z \quad (\text{B.8b})$$

donde h , x y z se toman del Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2.

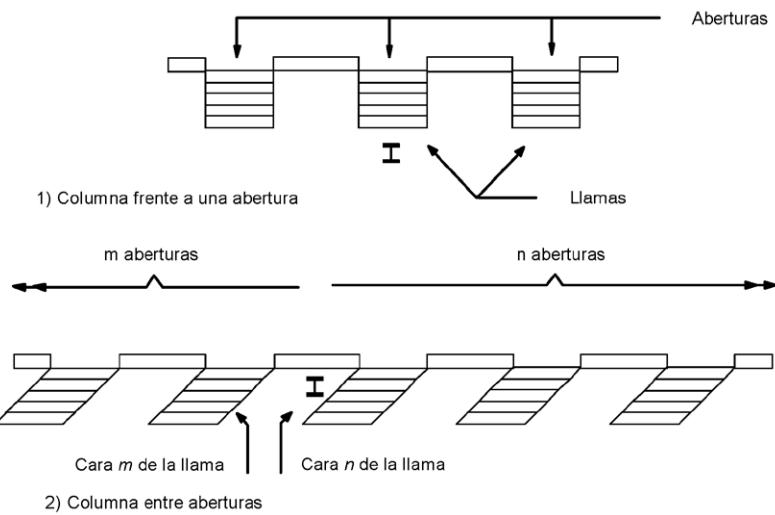
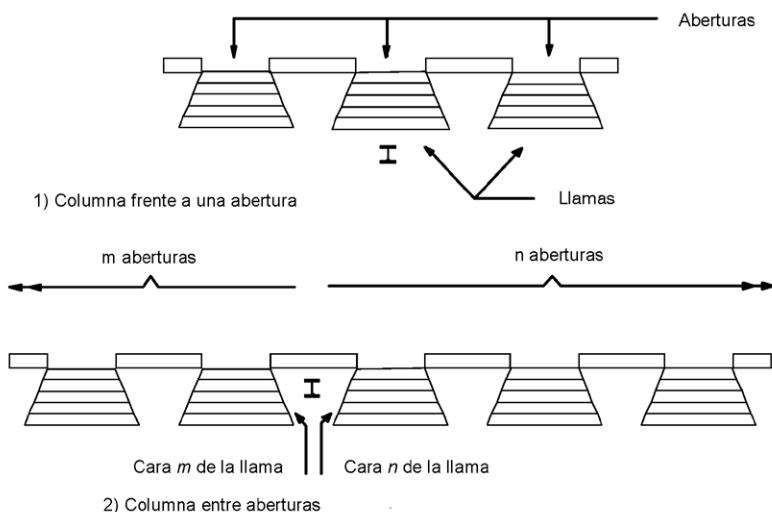
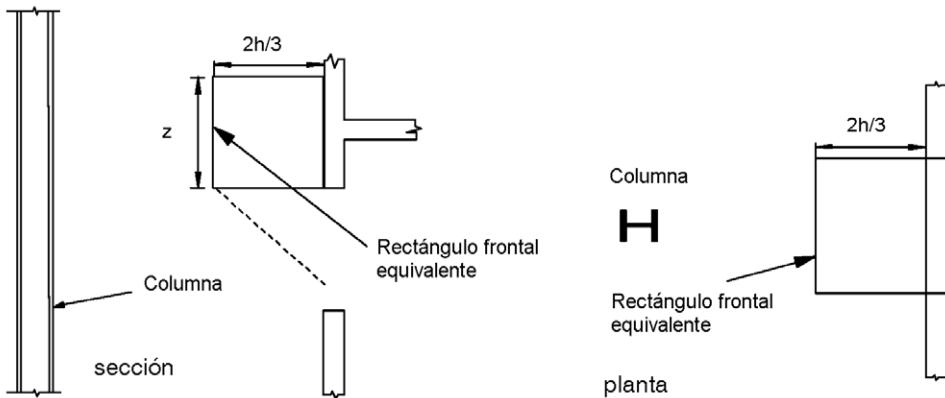
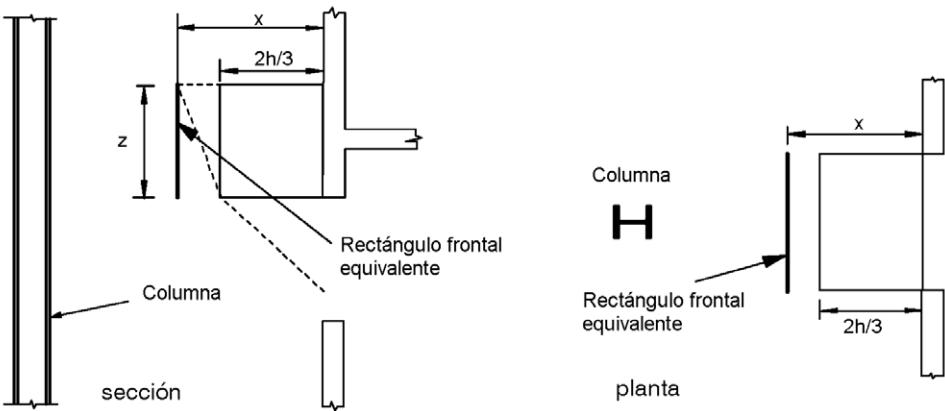
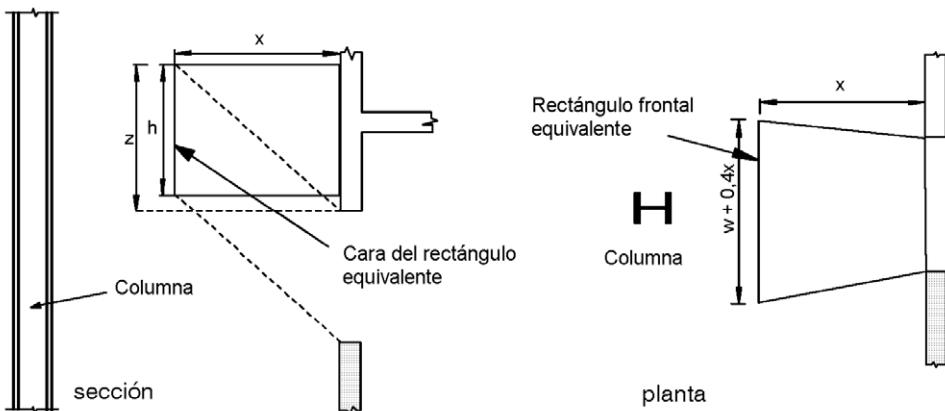
**a) Condición de 'ventilación no forzada'****b) Condición de 'ventilación forzada'**

Figura A23.B.2 Posiciones de las columnas

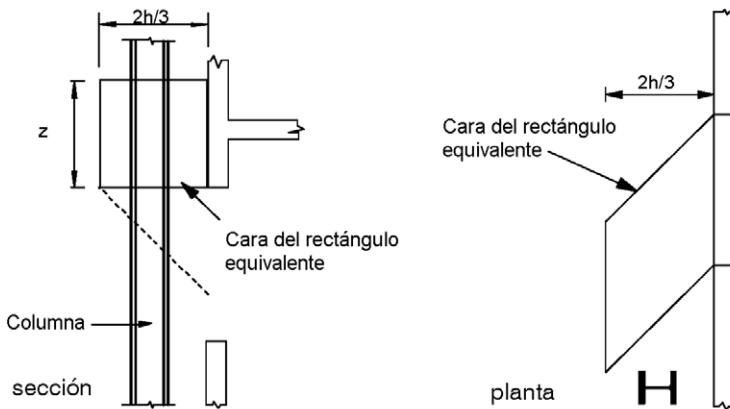
1) con pared por encima y $h < 1,25 w$ 2) con pared por encima y $h > 1,25 w$ o sin pared por encima

a) 'Ventilación no forzada'

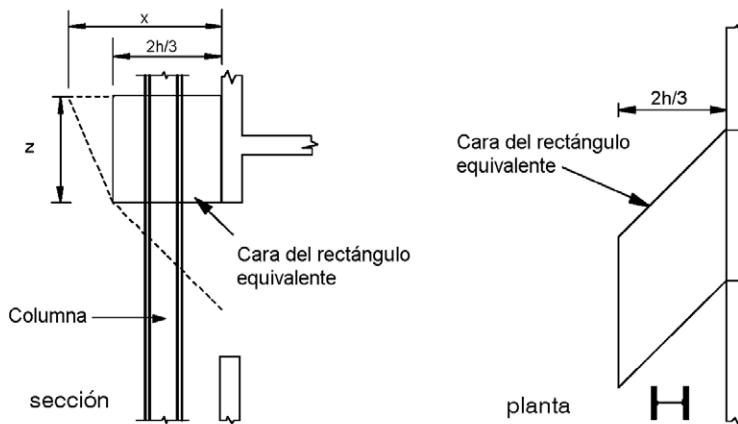


b) 'Ventilación forzada'

Figura A23.B.3 Columna frente a una abertura

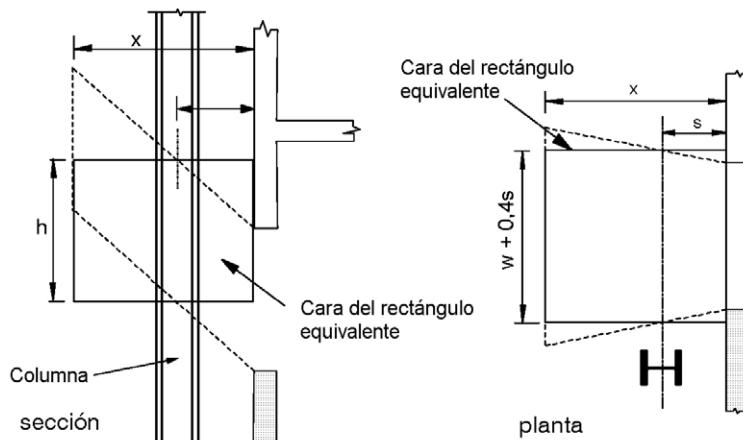


1) con pared por encima y $h < 1,25 w$



2) con pared por encima y $h > 1,25 w$ o sin pared por encima

a) 'Ventilación no forzada'



b) 'Ventilación forzada'

Figura A23.B.4 Columna entre aberturas

(2) Si la columna se encuentra entre dos aberturas, las emisividades totales $\varepsilon_{z,m}$ y $\varepsilon_{z,n}$ de la llama en las caras m y n deberían determinarse a partir de la expresión para ε del Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2, empleando un valor para el espesor total de la llama λ del modo siguiente:

$$\lambda = \sum_{i=1}^m \lambda_i \quad (B.9a)$$

– para la cara m :

$$\lambda = \sum_{i=1}^n \lambda_i \quad (B.9b)$$

– para la cara n :

donde:

m es el número de aberturas en la cara m

n es el número de aberturas en la cara n

λ_i es el espesor de la llama para la abertura i .

(3) El espesor de la llama λ_i debería tomarse como sigue:

– para la condición de 'ventilación no forzada':

$$\lambda_i = w_i \quad (B.10a)$$

– para la condición de 'ventilación forzada':

$$\lambda_i = w_i + 0,4 s \quad (B.10b)$$

donde:

w_i es la anchura de la abertura

s es la distancia horizontal del eje de la columna a la pared del sector de incendio, véase la figura A23.B.1.

B.2.3 Temperatura de la llama

(1) La temperatura de la llama T_z debería tomarse como la temperatura en el eje de la llama obtenida a partir de la expresión para T_z tomada del Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2, para la condición de 'ventilación no forzada' o para la condición de 'ventilación forzada', según proceda, a una distancia l de la abertura, medida a lo largo del eje de la llama del modo siguiente:

– para la condición de 'ventilación no forzada':

$$l = h/2 \quad (B.11a)$$

– para la condición de 'ventilación forzada':

– para una columna situada frente a una abertura:

$$l = 0 \quad (B.11b)$$

– para una columna situada entre aberturas, l es la distancia a lo largo del eje de la llama hasta un punto situado a una distancia horizontal s desde la pared del sector de incendio. Siempre que no existan marquesinas ni balcones por encima de la abertura:

$$l = s X/x \quad (B.11c)$$

donde X y x se toman del Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2.

B.2.4 Coeficiente de absorción de la llama

- (1) Para la condición de 'ventilación no forzada', el coeficiente de absorción de la llama α_z debería tomarse como cero.
- (2) Para la condición de 'ventilación forzada', el coeficiente de absorción de la llama α_z debería considerarse equivalente a la emisividad ε_z de la llama pertinente, véase el apartado B.2.2.

B.3 Viga no envuelta en llamas**B.3.1 Transferencia de calor por radiación**

- (1) En este apartado B.3 se supone que la altura de la parte inferior de la viga no se encuentra por debajo de la altura de la parte superior de las aberturas en el sector de incendio.
- (2) Debería distinguirse entre una viga que se encuentra paralela a la pared exterior del sector de incendio y una viga que se encuentra perpendicular a la pared exterior del sector de incendio, véase la figura A23.B.5.
- (3) Si la viga se encuentra paralela a la pared exterior del sector de incendio, la temperatura media del elemento de acero T_m debería determinarse en un punto en la longitud de la viga situado directamente por encima del centro de la abertura. En este caso, el flujo de calor por radiación I_z desde la llama debería determinarse mediante:

$$I_z = \phi_z \varepsilon_z \sigma T_z^4 \quad (\text{B.12})$$

donde:

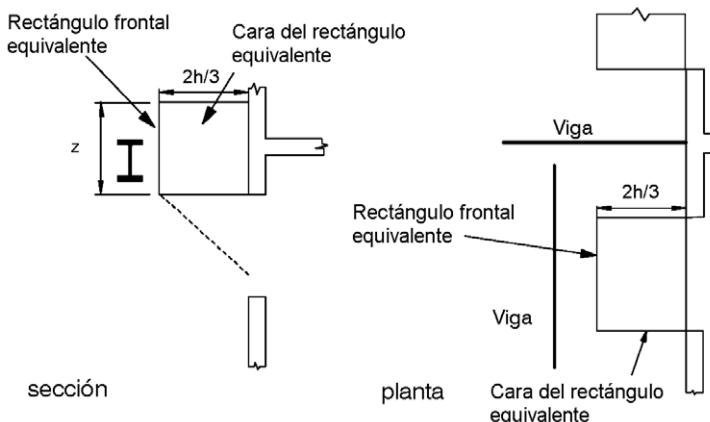
- ϕ_z es el coeficiente global de configuración de la llama que se encuentra directamente frente a la viga, véase el apartado B.1.4
- ε_z es la emisividad de la llama, véase el apartado B.3.2
- T_z es la temperatura de la llama del apartado B.3.3 [K].

- (4) Si la viga se encuentra perpendicular a la pared exterior del sector de incendio, la temperatura media en la viga debería determinarse para una serie de puntos cada 100 mm a lo largo de la longitud de la viga. Para la temperatura media del elemento de acero T_m debería tomarse, entonces, el máximo de dichos valores. Para este caso, el flujo de calor por radiación I_z desde la llama debería determinarse mediante:

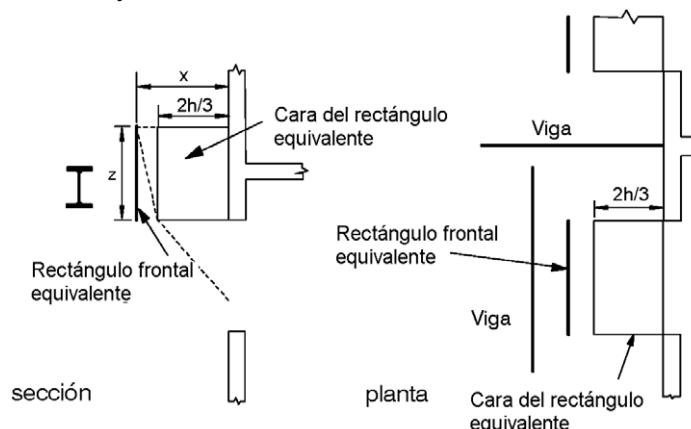
$$I_z = (\phi_{z,m} \varepsilon_{z,m} + \phi_{z,n} \varepsilon_{z,n}) \sigma T_z^4 \quad (\text{B.13})$$

donde:

- $\phi_{z,m}$ es el coeficiente global de configuración de la viga para la transmisión de calor por radiación desde la llama en la cara m , véase el apartado B.3.2
- $\phi_{z,n}$ es el coeficiente global de configuración de la viga para la transmisión de calor por radiación desde la llama en la cara n , véase el apartado B.3.2
- $\varepsilon_{z,m}$ es la emisividad total de la llama en la cara m , véase el apartado B.3.3
- $\varepsilon_{z,n}$ es la emisividad total de la llama en la cara n , véase el apartado B.3.3
- T_z es la temperatura de la llama [K], véase el apartado B.3.4.

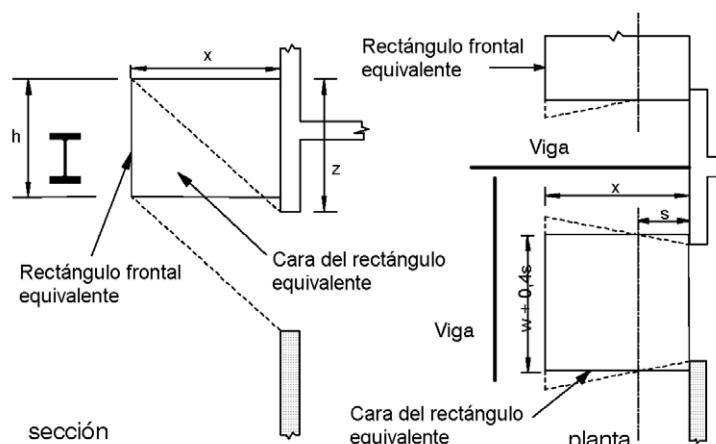


1) con pared por encima y $h < 1,25 w$



2) con pared por encima y $h > 1,25 w$ o sin pared por encima

a) 'Ventilación no forzada'



b) 'Ventilación forzada'

Figura A23.B.5 Viga no envuelta en llamas

B.3.2 Emisividad de la llama

(1) Si la viga se encuentra paralela a la pared exterior del sector de incendio, encima de una abertura, la emisividad de la llama ε_z debería determinarse a partir de la expresión para ε tomado de la Anexo B de la

norma UNE-EN 1991-1-2, utilizando un valor para el espesor de la llama λ a la altura de la parte superior de las aberturas. Siempre que no existan marquesinas ni balcones por encima de la abertura, el valor de λ puede tomarse como sigue:

- para la condición de 'ventilación no forzada':

$$\lambda = 2h/3 \quad (\text{B.14a})$$

- para la condición de 'ventilación forzada':

$$\lambda = x \text{ pero } \lambda \leq hx/z \quad (\text{B.14b})$$

donde h , x y z se indican en el Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2.

(2) Si la viga se encuentra perpendicular a la pared exterior del sector de incendio, entre dos aberturas, las emisividades totales $\varepsilon_{z,m}$ y $\varepsilon_{z,n}$ de la llama en las caras m y n deberían determinarse a partir de la expresión para ε tomada del Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2, utilizando un valor para el espesor de la llama λ del modo siguiente:

$$\lambda = \sum_{i=1}^m \lambda_i \quad (\text{B.15a})$$

- para la cara m :

$$\lambda = \sum_{i=1}^n \lambda_i \quad (\text{B.15b})$$

- para la cara n :

donde:

- m es el número de aberturas en la cara m
 n es el número de aberturas en la cara n
 λ_i es la anchura de la abertura i .

(3) El espesor de la llama λ_i debería tomarse como sigue:

- para la condición de 'ventilación no forzada':

$$\lambda_i = w_i \quad (\text{B.16a})$$

- para la condición de 'ventilación forzada':

$$\lambda_i = w_i + 0,4 s \quad (\text{B.16b})$$

donde:

- w_i es la anchura de la abertura
 s es la distancia horizontal desde la pared del sector de incendio hasta el punto considerado de la viga, véase la figura A23.B.5.

B.3.3 Temperatura de la llama

(1) La temperatura de la llama T_z debería tomarse como la temperatura en el eje de la llama obtenida de la expresión para T_z dada en el Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2, para la condición de 'ventilación no forzada' o de 'ventilación forzada', según proceda, a una distancia l de la abertura, medida a lo largo del eje de la llama del modo siguiente:

- para la condición de 'ventilación no forzada':

$$l = h/2 \quad (\text{B.17a})$$

- para la condición de 'ventilación forzada':

- para una viga paralela a la pared exterior del sector de incendio, por encima de una abertura:

$$l = 0 \quad (\text{B.17b})$$

- para una viga perpendicular a la pared exterior del sector de incendio, entre aberturas, l es la distancia a lo largo del eje de la llama hasta un punto a una distancia horizontal s de la pared del sector de incendio. Siempre que no existan balcones o marquesinas por encima de la abertura:

$$l = s X/x \quad (\text{B.17c})$$

donde X y x se toman del Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2.

B.3.4 Coeficiente de absorción de la llama

- (1) Para la condición de 'ventilación no forzada', el valor del coeficiente de absorción de la llama α_z debería tomarse como cero.
- (2) Para la condición de 'ventilación forzada', el valor del coeficiente de absorción de la llama α_z debería tomarse como equivalente a la emisividad ε_z de la llama, véase el apartado B.3.2.

B.4 Columna envuelta en llamas

- (1) El flujo de calor por radiación I_z desde la llama debería determinarse mediante:

$$I_z = \frac{(I_{z,1} + I_{z,2}) \cdot d_1 + (I_{z,3} + I_{z,4}) \cdot d_2}{(C_1 + C_2) \cdot d_1 + (C_3 + C_4) \cdot d_2} \quad (\text{B.18})$$

con

$$I_{z,1} = C_1 \varepsilon_{z,1} \sigma T_z^4$$

$$I_{z,2} = C_2 \varepsilon_{z,2} \sigma T_z^4$$

$$I_{z,3} = C_3 \varepsilon_{z,3} \sigma T_o^4$$

$$I_{z,4} = C_4 \varepsilon_{z,4} \sigma T_z^4$$

donde:

$I_{z,i}$ es el flujo de calor por radiación desde la llama hacia la cara i de la columna

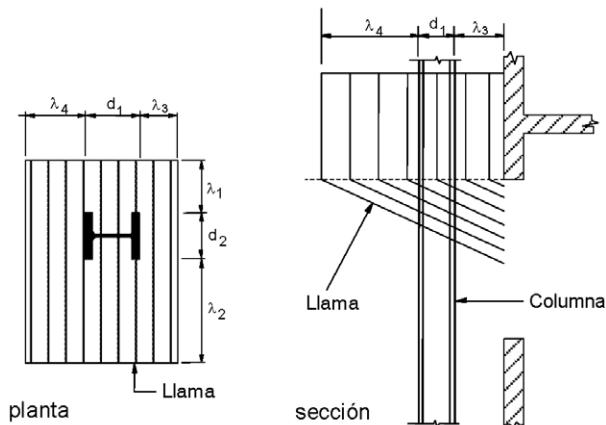
$\varepsilon_{z,i}$ es la emisividad de la llama respecto a la cara i de la columna

i es el índice de la cara de la columna (1), (2), (3) o (4)

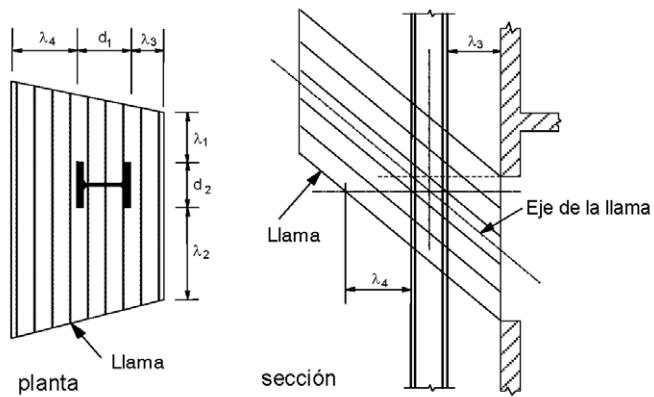
C_i es el coeficiente de protección de la cara i del elemento, véase el apartado B.1.4

T_z es la temperatura de la llama [K]

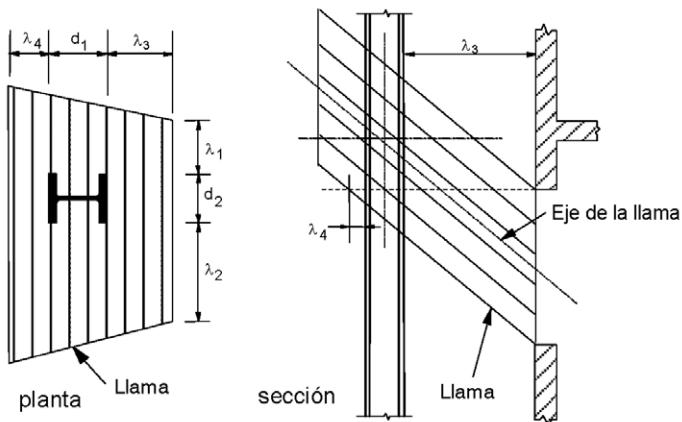
T_o es la temperatura de la llama en la abertura [K] del Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2.



a) Condición de 'ventilación no forzada'



1) El eje de la llama corta al eje del pilar por debajo de la parte superior de la abertura



2) El eje de la llama corta al eje de la columna por encima de la parte superior de la abertura

b) Condición de 'ventilación forzada'

Figura A23.B.6 Columna envuelta en llamas

(2) La emisividad de la llama $\varepsilon_{z,i}$ para cada una de las caras 1, 2, 3 y 4 de la columna debería determinarse mediante la expresión para ε dada en el Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2, utilizando

un espesor de llama λ equivalente a la dimensión λ_i indicada en la figura A23.B.6 correspondiente a la cara i de la columna.

(3) Para la condición de 'ventilación no forzada', deberían utilizarse los valores de λ_i a la altura de la parte superior de la abertura, véase la figura A23.B.6(a).

(4) Para la condición de 'ventilación forzada', si la altura de la intersección del eje de la llama con el eje de la columna se encuentra por debajo de la altura de la parte superior de la abertura, deberían utilizarse los valores de λ_i en el nivel de la intersección, véase la figura A23.B.6(b)(1). En caso contrario, deberían utilizarse los valores de λ_i a la altura de la parte superior de la abertura, véase la figura A23.B.6(b)(2), con la excepción de que si $\lambda_4 < 0$ a esta altura, deberían utilizarse los valores en el nivel en el que $\lambda_4 = 0$.

(5) La temperatura de la llama T_z debería tomarse como la temperatura en el eje de la llama obtenida de la expresión para T_z dada en el Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2 para la condición de 'ventilación no forzada' o de 'ventilación forzada', según proceda, a una distancia l de la abertura, medida a lo largo del eje de la llama del modo siguiente:

- para la condición de 'ventilación no forzada':

$$l = h/2 \quad (\text{B.19a})$$

- para la condición de 'ventilación forzada', l es la distancia a lo largo del eje de la llama hasta el nivel donde se realiza la medición de λ_i . Siempre que no existan balcones o marquesinas por encima de la abertura:

$$l = (\lambda_3 + 0,5 d_1)X/x \text{ pero } l \leq 0,5 hX/z \quad (\text{B.19b})$$

donde h , X , x y z se toman del Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2.

(6) El coeficiente de absorción a_z de la llama debería determinarse mediante:

$$a_z = \frac{\varepsilon_{z,1} + \varepsilon_{z,2} + \varepsilon_{z,3}}{3} \quad (\text{B.20})$$

donde $\varepsilon_{z,1}$, $\varepsilon_{z,2}$ y $\varepsilon_{z,3}$ son las emisividades de la llama para las caras 1, 2, y 3 de la columna.

B.5 Viga total o parcialmente envuelta en llamas

B.5.1 Transferencia de calor por radiación

B.5.1.1 Generalidades

(1) En este apartado B.5 se supone que la altura de la parte inferior de la viga no se encuentra por debajo de la altura de la parte superior de las aberturas adyacentes del sector de incendio.

(2) Debería distinguirse entre una viga paralela a la pared exterior del sector de incendio y una viga perpendicular a la pared exterior del sector de incendio, véase la figura A23.B.7.

(3) Si la viga se encuentra paralela a la pared exterior del sector de incendio, su temperatura media T_m debería determinarse en un punto en la longitud de la viga situado directamente por encima del centro de la abertura.

(4) Si la viga se encuentra perpendicular a la pared exterior del sector de incendio, el valor de la temperatura media debería determinarse en una serie de puntos cada 100 mm a lo largo de la longitud de la viga. El máximo de estos valores debería, entonces, adoptarse como la temperatura media del elemento de acero T_m .

(5) El flujo de calor por radiación I_z desde la llama debería determinarse mediante:

$$I_z = \frac{(I_{z,1} + I_{z,2}) \cdot d_1 + (I_{z,3} + I_{z,4}) \cdot d_2}{(C_1 + C_2) \cdot d_1 + (C_3 + C_4) \cdot d_2} \quad (\text{B.21})$$

donde:

- $I_{z,i}$ es el flujo de calor por radiación desde la llama hacia la cara i de la viga
 i es el índice de la cara de la viga (1), (2), (3) o (4).

B.5.1.2 Condición de 'ventilación no forzada'

(1) Para la condición de 'ventilación no forzada', debería distinguirse entre los casos en los que la parte superior de la llama se encuentra por encima de la altura de la parte superior de la viga y los casos en los que se encuentra por debajo de dicha altura.

(2) Si la parte superior de la llama se encuentra por encima del nivel de la parte superior de la viga, deberían aplicarse las siguientes ecuaciones:

$$I_{z,1} = C_1 \varepsilon_{z,1} \sigma T_o^4 \quad (\text{B.22a})$$

$$I_{z,2} = C_2 \varepsilon_{z,2} \sigma T_{z,2}^4 \quad (\text{B.22b})$$

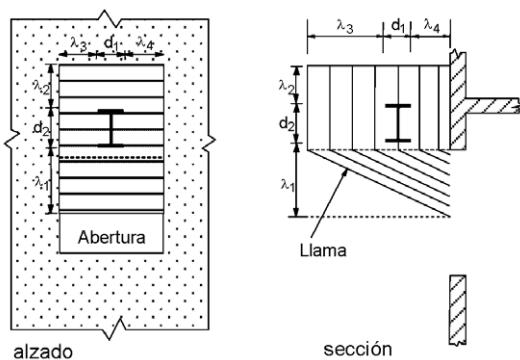
$$I_{z,3} = C_3 \varepsilon_{z,3} \sigma (T_{z,1}^4 + T_{z,2}^4)/2 \quad (\text{B.22c})$$

$$I_{z,4} = C_4 \varepsilon_{z,4} \sigma (T_{z,1}^4 + T_{z,2}^4)/2 \quad (\text{B.22d})$$

donde:

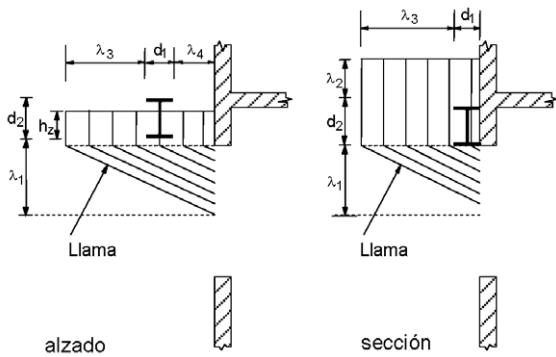
- $\varepsilon_{z,i}$ es la emisividad de la llama respecto a la cara i de la viga, véase el apartado B.5.2
 T_o es la temperatura en la abertura [K] del Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2
 $T_{z,1}$ es la temperatura de la llama [K] del Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2, a la altura de la parte inferior de la viga
 $T_{z,2}$ es la temperatura de la llama [K] del Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2, a la altura de la parte superior de la viga.

(3) En el caso de una viga paralela a la pared exterior del sector de incendio, el valor C_4 puede tomarse como cero si la viga se encuentra inmediatamente adyacente a la pared, véase la figura A23.B.7.



1) Viga perpendicular a la pared

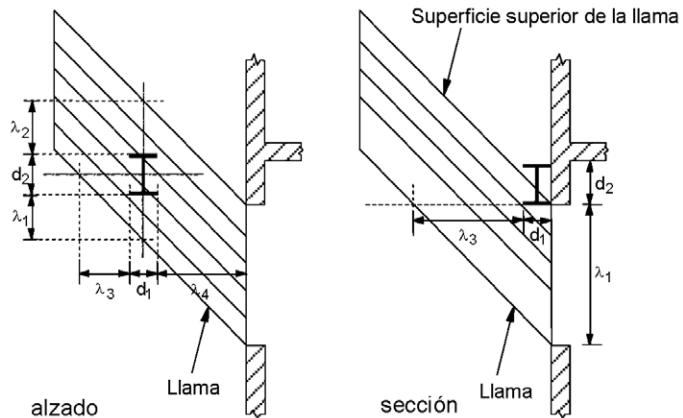
2) Viga paralela a la pared



3) Parte superior de la llama por debajo
de la parte superior de la viga

4) Viga adyacente a la pared

a) Condición de 'ventilación no forzada'



1) Viga no adyacente a la pared

2) Viga adyacente a la pared

b) Condición de 'ventilación forzada'
Figura A23.B.7 Viga envuelta en llamas

(4) Si la parte superior de la llama se encuentra por debajo de la altura de la parte superior de la viga, deberían aplicarse las siguientes ecuaciones:

$$I_{z,1} = C_1 \varepsilon_{z,1} \sigma T_o^4 \quad (\text{B.23a})$$

$$I_{z,2} = 0 \quad (\text{B.23b})$$

$$I_{z,3} = (h_z/d_2) C_3 \varepsilon_{z,3} \sigma (T_{z,1}^4 + T_x^4)/2 \quad (\text{B.23c})$$

$$I_{z,4} = (h_z/d_2) C_4 \varepsilon_{z,4} \sigma (T_{z,1}^4 + T_x^4)/2 \quad (\text{B.23d})$$

donde:

T_x es la temperatura de la llama en su punta [813 K]

h_z es la altura de la parte superior de la llama por encima de la parte inferior de la viga.

B.5.1.3 Condición de 'ventilación forzada'

(1) Para la condición de 'ventilación forzada', en el caso de vigas paralelas a la pared exterior del sector de incendio, debería distinguirse entre las que se encuentran inmediatamente adyacentes a la pared y las que no.

NOTA: Véanse las ilustraciones de la figura A23.B.7.

(2) Para una viga paralela a la pared pero no inmediatamente adyacente a ella, o para una viga perpendicular a la pared, deberían aplicarse las siguientes ecuaciones:

$$I_{z,1} = C_1 \varepsilon_{z,1} \sigma T_o^4 \quad (\text{B.24a})$$

$$I_{z,2} = C_2 \varepsilon_{z,2} \sigma T_{z,2}^4 \quad (\text{B.24b})$$

$$I_{z,3} = C_3 \varepsilon_{z,3} \sigma (T_{z,1}^4 + T_{z,2}^4)/2 \quad (\text{B.24c})$$

$$I_{z,4} = C_4 \varepsilon_{z,4} \sigma (T_{z,1}^4 + T_{z,2}^4)/2 \quad (\text{B.24d})$$

(3) Si la viga se encuentra paralela a la pared e inmediatamente adyacente a ella únicamente su cara inferior debería considerarse envuelta en llamas, pero una cara y la parte superior deberían considerarse expuestas a la transferencia de calor por radiación desde la superficie superior de la llama, véase la figura A23.B.7(b)(2). De este modo:

$$I_{z,1} = C_1 \varepsilon_{z,1} \sigma T_o^4 \quad (\text{B.25a})$$

$$I_{z,2} = \phi_{z,2} C_2 \varepsilon_{z,2} \sigma T_{z,2}^4 \quad (\text{B.25b})$$

$$I_{z,3} = \phi_{z,3} C_3 \varepsilon_{z,3} \sigma (T_{z,1}^4 + T_{z,2}^4)/2 \quad (\text{B.25c})$$

$$I_{z,4} = 0 \quad (\text{B.25d})$$

donde $\phi_{z,i}$ es el factor de configuración respecto a la superficie superior de la llama, para la cara i de la viga, del Anexo G de la norma UNE-EN 1991-1-2.

B.5.2 Emisividad de la llama

(1) La emisividad de la llama ε_{zi} para cada una de las caras 1, 2, 3 y 4 de la viga debería determinarse con la expresión para ε dada en el Anexo B de la norma UNE-EN 1991-1-2, utilizando un espesor de llama λ_i equivalente a la dimensión λ_i indicada en la figura A23.B.7 correspondiente a la cara i de la viga.

B.5.3 Coeficiente de absorción de la llama

- (1) El coeficiente de absorción de la llama a_z debería determinarse mediante:

$$a_z = 1 - e^{-0.3h} \quad (\text{B.26})$$

donde:

h es la altura de la abertura. Véase la figura A23.B.7(b) (la altura se designa como λ_1).

Apéndice C. Recomendaciones para el acero inoxidable

C.1 Generalidades

(1) Las propiedades térmicas y mecánicas de las siguientes categorías del acero inoxidable se incluyen en este anexo: 1.4301, 1.4401, 1.4571, 1.4003 y 1.4462.

NOTA: Para otras categorías del acero inoxidable de acuerdo con el Anejo 24, pueden utilizarse las propiedades mecánicas incluidas en el apartado 3.2. Las propiedades térmicas pueden tomarse de este apéndice.

(2) Los valores de las propiedades materiales incluidos en el presente apéndice deberían tratarse como valores característicos.

(3) Se deberían tomar como propiedades mecánicas del acero a 20 °C las indicadas en el Anejo 24 para el dimensionamiento a temperatura ambiente.

C.2 Propiedades mecánicas del acero

C.2.1 Propiedades de resistencia y deformación

(1) Para unos índices de calentamiento de entre 2 y 50 K/min, las propiedades de resistencia y deformación del acero inoxidable a temperaturas elevadas deberían obtenerse a partir de la relación tensión-deformación dada en la figura A23.C.1.

NOTA: Para las reglas de esta norma se considera que las velocidades de calentamiento están dentro de los límites especificados.

(2) Esta relación debería utilizarse para determinar las resistencias a tracción y compresión, el momento resistente o la resistencia a esfuerzo cortante.

(3) La tabla A23.C.1 proporciona los coeficientes de reducción, en relación al valor apropiado a 20 °C, para la relación tensión-deformación de diversos tipos de acero inoxidable a temperaturas elevadas, de la siguiente forma:

- pendiente de la región elástica lineal, respecto a la pendiente a 20 °C: $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
- límite elástico convencional, respecto al límite elástico a 20 °C: $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta}/f_y$
- resistencia última a tracción, respecto última a la resistencia a tracción a 20 °C: $k_{u,\theta} = f_{u,\theta}/f_u$

(4) Para el uso de métodos de cálculo simplificados, la tabla A23.C.1 proporciona el coeficiente de corrección $k_{2\%,\theta}$ para determinar el límite elástico, utilizando:

$$f_{y,\theta} = f_{0,2p,\theta} + k_{2\%,\theta} (f_{u,\theta} - f_{0,2p,\theta}) \quad (C.1)$$

(5) Para el uso de métodos de cálculo avanzados, la tabla A23.C.2 proporciona unos valores adicionales para la relación tensión-deformación de diversos tipos de acero inoxidable a temperaturas elevadas, de la siguiente forma:

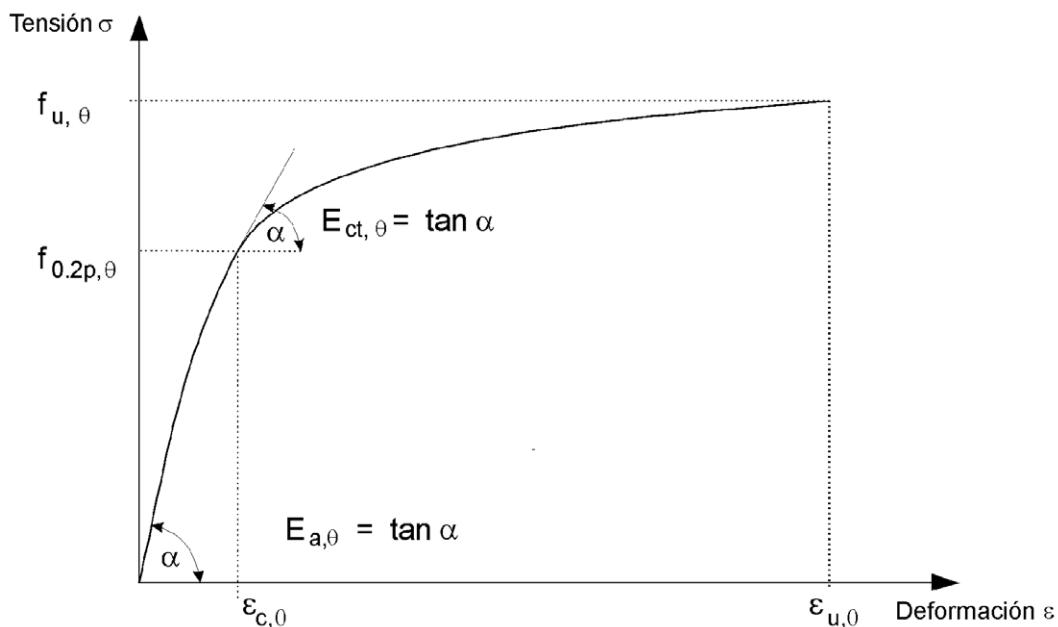
- pendiente en el límite elástico convencional, respecto a la pendiente a 20 °C: $k_{Ect,\theta} = E_{ct,\theta}/E_a$
- deformación de rotura: $\varepsilon_{u,\theta}$

C.2.2 Densidad

(1) La densidad del acero ρ_a puede considerarse independiente de la temperatura del acero. Se puede tomar el siguiente valor:

$$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$$

Región de la deformación	Tensión σ	Módulo tangente E_t
$\varepsilon \leq \varepsilon_{c,\theta}$	$\frac{E \cdot \varepsilon}{1 + a \cdot \varepsilon^b}$	$\frac{E(1 + a \cdot \varepsilon^b - a \cdot b \cdot \varepsilon^b)}{(1 + a \cdot \varepsilon^b)^2}$
$\varepsilon_{c,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{0,2p,\theta} - e + (d/c) \sqrt{c^2 - (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon)^2}$	$\frac{d \cdot (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon)}{c \sqrt{c^2 - (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon)^2}}$
Parámetros	$\varepsilon_{c,\theta} = f_{0,2p,\theta}/E_{a,\theta} + 0,002$	
Funciones	$a = \frac{E_{a,\theta} \varepsilon_{c,\theta} - f_{0,2p,\theta}}{f_{0,2p,\theta} \varepsilon_{c,\theta}^b}$ $c^2 = (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{c,\theta}) \left(\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{c,\theta} + \frac{e}{E_{ct,\theta}} \right)$ $e = \frac{(f_{u,\theta} - f_{0,2p,\theta})^2}{(\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{c,\theta}) E_{ct,\theta} - 2(f_{u,\theta} - f_{0,2p,\theta})}$	$b = \frac{(1 - \varepsilon_{c,\theta} E_{ct,\theta} / f_{0,2p,\theta}) E_{a,\theta} \varepsilon_{c,\theta}}{(E_{a,\theta} \varepsilon_{c,\theta} / f_{0,2p,\theta} - 1) f_{0,2p,\theta}}$ $d^2 = e(\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{c,\theta}) E_{ct,\theta} + e^2$



$f_{u,\theta}$ es la resistencia última a tracción;

$f_{0,2p,\theta}$ es el límite elástico convencional al 0,2% de deformación plástica;

$E_{a,\theta}$ es la pendiente de la región elástica lineal;

$E_{ct,\theta}$ es la pendiente en el límite elástico convencional;

$\varepsilon_{c,\theta}$ es la deformación total en el límite elástico convencional;

$\varepsilon_{u,\theta}$ es la deformación de rotura.

Figura A23.C.1 Relación tensión-deformación para el acero inoxidable a temperaturas elevadas

Tabla A23.C.1 Coeficientes para la determinación de la deformación y la rigidez del acero inoxidable a temperaturas elevadas

Temperatura del acero θ_a	Coeficiente de reducción (respecto a E_a) para la pendiente de la región elástica lineal $k_{E,0} = E_{a,0}/E_a$	Coeficiente de reducción (respecto a f_y) para el límite elástico convencional $k_{0,2p,0} = f_{0,2p,0}/f_y$	Coeficiente de reducción (respecto a f_u) para la resistencia última a tracción $k_{u,0} = f_{u,0}/f_u$	Coeficiente para la determinación del límite elástico $f_{y,0}$ $k_{2\%0}$
Tipo 1.4301				
20	1,00	1,00	1,00	0,26
100	0,96	0,82	0,87	0,24
200	0,92	0,68	0,77	0,19
300	0,88	0,64	0,73	0,19
400	0,84	0,60	0,72	0,19
500	0,80	0,54	0,67	0,19
600	0,76	0,49	0,58	0,22
700	0,71	0,40	0,43	0,26
800	0,63	0,27	0,27	0,35
900	0,45	0,14	0,15	0,38
1000	0,20	0,06	0,07	0,40
1100	0,10	0,03	0,03	0,40
1200	0,00	0,00	0,00	0,40
Tipo 1.4401/1.4404				
20	1,00	1,00	1,00	0,24
100	0,96	0,88	0,93	0,24
200	0,92	0,76	0,87	0,24
300	0,88	0,71	0,84	0,24
400	0,84	0,66	0,83	0,21
500	0,80	0,63	0,79	0,20
600	0,76	0,61	0,72	0,19
700	0,71	0,51	0,55	0,24
800	0,63	0,40	0,34	0,35
900	0,45	0,19	0,18	0,38
1000	0,20	0,10	0,09	0,40
1100	0,10	0,05	0,04	0,40
1200	0,00	0,00	0,00	0,40
Tipo 1.4571				
20	1,00	1,00	1,00	0,25
100	0,96	0,89	0,88	0,25
200	0,92	0,83	0,81	0,25
300	0,88	0,77	0,80	0,24
400	0,84	0,72	0,80	0,22
500	0,80	0,69	0,77	0,21
600	0,76	0,66	0,71	0,21
700	0,71	0,59	0,57	0,25
800	0,63	0,50	0,38	0,35
900	0,45	0,28	0,22	0,38
1000	0,20	0,15	0,11	0,40
1100	0,10	0,075	0,055	0,40
1200	0,00	0,00	0,00	0,40
Tipo 1.4003				

Temperatura del acero θ_a	Coeficiente de reducción (respecto a E_a) para la pendiente de la región elástica lineal $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$	Coeficiente de reducción (respecto a f_y) para el límite elástico convencional $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta}/f_y$	Coeficiente de reducción (respecto a f_u) para la resistencia última a tracción $k_{u,\theta} = f_{u,\theta}/f_u$	Coeficiente para la determinación del límite elástico $f_{y,\theta}$ $K_{2\%,\theta}$
20	1,00	1,00	1,00	0,37
100	0,96	1,00	0,94	0,37
200	0,92	1,00	0,88	0,37
300	0,88	0,98	0,86	0,37
400	0,84	0,91	0,83	0,42
500	0,80	0,80	0,81	0,40
600	0,76	0,45	0,42	0,45
700	0,71	0,19	0,21	0,46
800	0,63	0,13	0,12	0,47
900	0,45	0,10	0,11	0,47
1000	0,20	0,07	0,09	0,47
1100	0,10	0,035	0,045	0,47
1200	0,00	0,00	0,00	0,47
Tipo 1.4462				
20	1,00	1,00	1,00	0,35
100	0,96	0,91	0,93	0,35
200	0,92	0,80	0,85	0,32
300	0,88	0,75	0,83	0,30
400	0,84	0,72	0,82	0,28
500	0,80	0,65	0,71	0,30
600	0,76	0,56	0,57	0,33
700	0,71	0,37	0,38	0,40
800	0,63	0,26	0,29	0,41
900	0,45	0,10	0,12	0,45
1000	0,20	0,03	0,04	0,47
1100	0,10	0,015	0,02	0,47
1200	0,00	0,00	0,00	0,47

Tabla A23.C.2 Coeficiente de reducción y deformación de rotura para el uso de métodos de cálculo avanzados

Temperatura del acero θ_a	Coeficiente de reducción (respecto a E_a) para la pendiente de la región elástica lineal $k_{Ect,\theta} = E_{ct,\theta}/E_a$	Deformación de rotura $\varepsilon_{u,\theta}$ [-]
Tipo 1.4301		
20	0,11	0,40
100	0,05	0,40
200	0,02	0,40
300	0,02	0,40
400	0,02	0,40
500	0,02	0,40
600	0,02	0,35
700	0,02	0,30
800	0,02	0,20
900	0,02	0,20
1000	0,02	0,20
1100	0,02	0,20

Temperatura del acero θ_a	Coeficiente de reducción (respecto a E_a) para la pendiente de la región elástica lineal	Deformación de rotura $\varepsilon_{u,\theta}$ [-]
1200	$k_{Ect,\theta} = E_{ct,\theta}/E_a$	0,20
Tipo 1.4401/1.4404		
20	0,050	0,40
100	0,049	0,40
200	0,047	0,40
300	0,045	0,40
400	0,030	0,40
500	0,025	0,40
600	0,020	0,40
700	0,020	0,30
800	0,020	0,20
900	0,020	0,20
1000	0,020	0,20
1100	0,020	0,20
1200	0,020	0,20
Tipo 1.4571		
20	0,060	0,40
100	0,060	0,40
200	0,050	0,40
300	0,040	0,40
400	0,030	0,40
500	0,025	0,40
600	0,020	0,35
700	0,020	0,30
800	0,020	0,20
900	0,020	0,20
1000	0,020	0,20
1100	0,020	0,20
1200	0,020	0,20
Tipo 1.4003		
20	0,055	0,20
100	0,030	0,20
200	0,030	0,20
300	0,030	0,20
400	0,030	0,15
500	0,030	0,15
600	0,030	0,15
700	0,030	0,15
800	0,030	0,15
900	0,030	0,15
1000	0,030	0,15
1100	0,030	0,15
1200	0,030	0,15
Tipo 1.4462		
20	0,100	0,20
100	0,070	0,20
200	0,037	0,20
300	0,035	0,20
400	0,033	0,20
500	0,030	0,20
600	0,030	0,20
700	0,025	0,15
800	0,025	0,15

Temperatura del acero θ_a	Coeficiente de reducción (respecto a E_a) para la pendiente de la región elástica lineal $k_{Ect,\theta} = E_{ct,\theta}/E_a$	Deformación de rotura $\varepsilon_{u,\theta}$ [-]
900	0,025	0,15
1000	0,025	0,15
1100	0,025	0,15
1200	0,025	0,15

C.3 Propiedades térmicas

C.3.1 Dilatación térmica

(1) La dilatación térmica unitaria del acero inoxidable austenítico $\Delta l/l$ puede determinarse mediante:

$$\Delta l/l = (16 + 4,79 \times 10^{-3} \theta_a - 1,243 \times 10^{-6} \theta_a^2) \times (\theta_a - 20) \cdot 10^{-6} \quad (C.1)$$

donde:

l es la longitud a 20 °C

Δl es la dilatación producida por la temperatura

θ_a es la temperatura del acero [°C].

NOTA: La variación de la deformación térmica unitaria con la temperatura se representa en la figura A23.C.2.

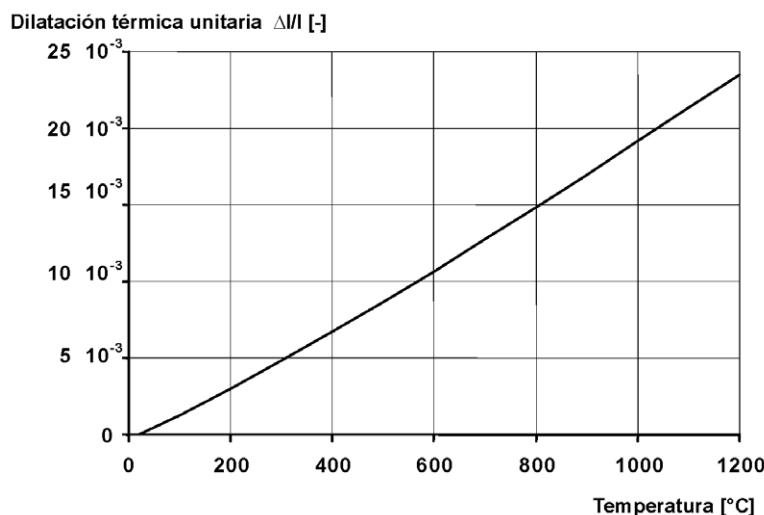


Figura A23.C.2 Dilatación térmica unitaria del acero inoxidable en función de la temperatura

C.3.2 Calor específico

(1) El calor específico del acero inoxidable c_a puede determinarse mediante:

$$c_a = 450 + 0,280 \times \theta_a - 2,91 \times 10^{-4} \theta_a^2 + 1,34 \times 10^{-7} \theta_a^3 \text{ J/kgK} \quad (C.2)$$

donde:

θ_a es la temperatura del acero [°C].

NOTA: La variación del calor específico con la temperatura se representa en la figura A23.C.3.

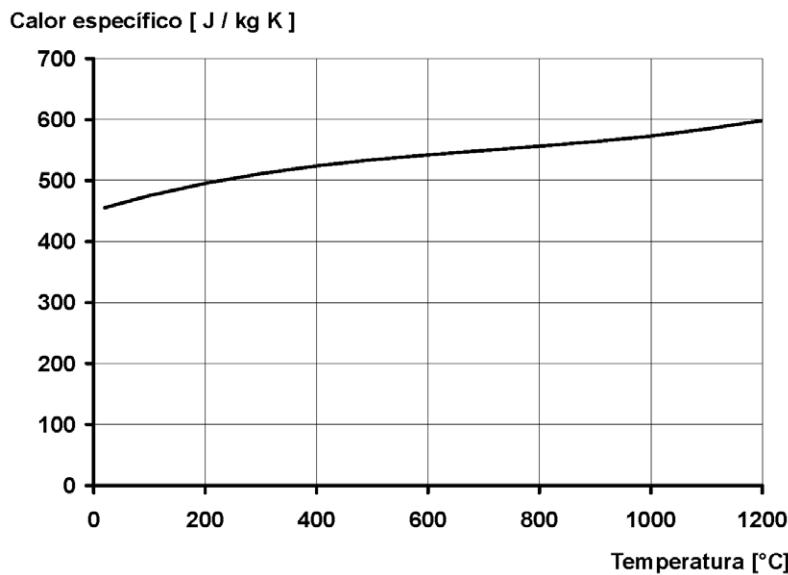


Figura A23.C.3 Calor específico del acero inoxidable en función de la temperatura

C.3.3 Conductividad térmica

- (1) La conductividad térmica del acero inoxidable θ_a puede determinarse mediante:

$$\theta_a = 14,6 + 1,27 \times 10^{-2} \theta_a \text{ W/mK} \quad (\text{C.3})$$

donde:

θ_a es la temperatura del acero [°C].

NOTA: La variación de la conductividad térmica con la temperatura se representa en la figura A23.C.4.

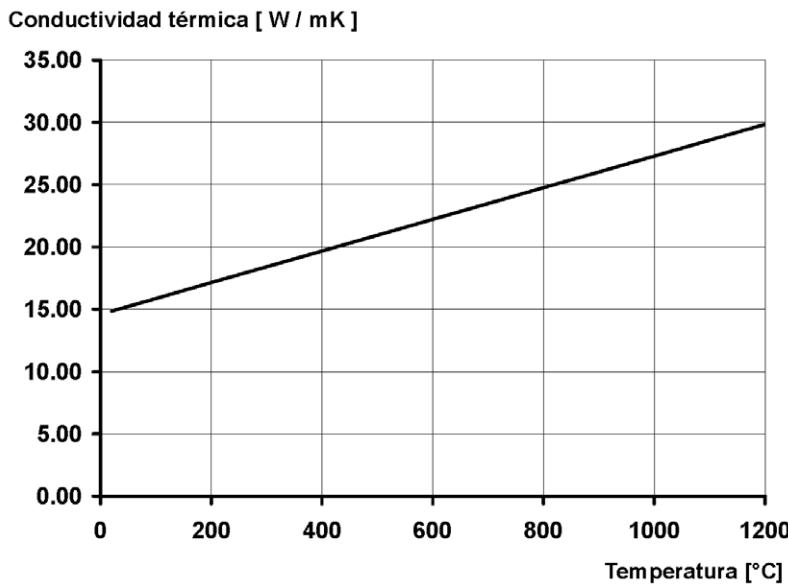


Figura A23.C.4 Conductividad térmica del acero inoxidable en función de la temperatura

Apéndice D. Recomendaciones sobre uniones

D.1 Uniones atornilladas

(1) No es necesario considerar el fallo de la sección neta en los taladros de los elementos de fijación, siempre y cuando exista un elemento de fijación en cada taladro, ya que la temperatura del acero es menor en las uniones debido a la presencia de material adicional.

D.1.1 Valor de cálculo de la resistencia de los tornillos a cortante

D.1.1.1 Categoría A: Resistentes al aplastamiento

(1) El valor de cálculo de la resistencia frente al fuego de los tornillos sometidos a cortante debería determinarse mediante:

$$F_{v,t,Rd} = F_{v,Rd} k_{b,0} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} \quad (D.1)$$

donde:

$k_{b,0}$ es el coeficiente de reducción para la temperatura apropiada del tornillo según la tabla A23.D.1

$F_{v,Rd}$ es el valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante del tornillo en el plano de cortante, calculada suponiendo que el plano de cortante atraviesa la rosca del tornillo (tabla A26.3.4 del Anejo 26)

γ_{M2} es el coeficiente parcial a temperatura ambiente

$\gamma_{M,fi}$ es el coeficiente parcial en la situación de incendio.

(2) El valor de cálculo de la resistencia al aplastamiento de los tornillos frente al fuego debería determinarse mediante:

$$F_{b,t,Rd} = F_{b,Rd} k_{b,0} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} \quad (D.2)$$

donde:

$F_{b,Rd}$ se obtiene de la tabla A26.3.4 del Anejo 26

$k_{b,0}$ es el coeficiente de reducción para la temperatura apropiada del tornillo según la tabla A23.D.1.

D.1.1.2 Categoría B: Resistentes al deslizamiento en el estado límite de servicio; y Categoría C: Resistentes al deslizamiento en el estado límite último

(1) Debería considerarse que las uniones resistentes al deslizamiento han deslizado en la situación de incendio y la resistencia de un tornillo individual debería determinarse igual que para los tornillos resistentes al aplastamiento, véase el apartado D.1.1.1.

D.1.2 Valor de cálculo de la resistencia de los tornillos a tracción

D.1.2.1 Categorías D y E: Tornillos sin pretensar y pretensados

(1) El valor de cálculo de la resistencia a tracción de un tornillo individual en situación de incendio debería determinarse mediante:

$$F_{\text{ten,t,Rd}} = F_{\text{t,Rd}} k_{\text{b},\theta} \frac{\gamma_{\text{M2}}}{\gamma_{\text{M,fi}}} \quad (\text{D.3})$$

donde:

$F_{\text{t,Rd}}$ se obtiene de la tabla A26.3.4 en el Anejo 26

$k_{\text{b},\theta}$ es el coeficiente de reducción para la temperatura apropiada del tornillo según la tabla A23.D.1.

Tabla A23.D.1 Coeficientes de reducción de la resistencia para tornillos y soldaduras

Temperatura θ_a	Coeficiente de reducción para tornillos, $k_{\text{b},\theta}$ (tracción y cortante)	Coeficiente de reducción para soldaduras, $k_{\text{w},\theta}$
20	1,000	1,000
100	0,968	1,000
150	0,952	1,000
200	0,935	1,000
300	0,903	1,000
400	0,775	0,876
500	0,550	0,627
600	0,220	0,378
700	0,100	0,130
800	0,067	0,074
900	0,033	0,018
1000	0,000	0,000

D.2 Valor de cálculo de la resistencia de las soldaduras

D.2.1 Soldaduras a tope

(1) El valor de cálculo de la resistencia de una soldadura a tope con penetración total, para temperaturas hasta 700 °C, debería considerarse equivalente a la resistencia de la parte más débil de la unión utilizando los coeficientes de reducción apropiados para el acero estructural.

Para temperaturas superiores a 700 °C, los coeficientes de reducción para soldaduras en ángulo pueden también aplicarse a las soldaduras a tope.

D.2.2 Soldaduras en ángulo

(1) El valor de cálculo de la resistencia por unidad de longitud de una soldadura en ángulo en situación de incendio debería determinarse mediante:

$$F_{\text{w,t,Rd}} = F_{\text{w,Rd}} k_{\text{w},\theta} \frac{\gamma_{\text{M2}}}{\gamma_{\text{M,fi}}} \quad (\text{D.4})$$

donde:

$k_{w,\theta}$ se toma de la tabla A23.D.1 para la temperatura de soldadura apropiada

$F_{w,Rd}$ se determina en el apartado 4.5.3 del Anejo 26.

D.3 Temperatura de las uniones en un incendio

D.3.1 Generalidades

(1) La temperatura de una unión puede evaluarse utilizando el valor A/V local de las partes que constituyen dicha unión.

(2) Como simplificación, se puede considerar en el interior de la unión una distribución uniforme de la temperatura; dicha temperatura puede calcularse utilizando el valor máximo de las relaciones A/V de los elementos de acero conectados mediante la unión.

(3) Para uniones de viga con columna y de viga con viga, en las que las vigas soportan cualquier tipo de forjado de hormigón, la temperatura de la unión puede obtenerse a partir de la temperatura del ala inferior en el centro del vano.

(4) Para la aplicación del método del apartado 4.2.5, la temperatura de los componentes de la unión puede determinarse como sigue:

a) Si el canto de la viga es menor o igual de 400 mm

$$\theta_h = 0,88 \theta_o [1 - 0,3(h/D)] \quad (D.5)$$

donde:

θ_h es la temperatura a la altura h (mm) de la viga de acero (figura A23.D.1)

θ_o es la temperatura del ala inferior de la viga de acero en una sección alejada de la unión

h es la altura del componente de la unión considerada por encima de la parte inferior de la viga, en (mm)

D es el canto de la viga, en (mm).

b) Si el canto de la viga es mayor de 400 mm:

i) Si h es menor o igual que $D/2$

$$\theta_h = 0,88 \theta_o \quad (D.6)$$

ii) Si h es mayor que $D/2$

$$\theta_h = 0,88 \theta_o [1 + 0,2 (1 - 2h/D)] \quad (D.7)$$

donde:

θ_o es la temperatura del ala inferior de la viga de acero en una sección alejada de la unión

h es la altura del componente considerada por encima de la parte inferior de la viga, en (mm)

D es el canto de la viga, en (mm).

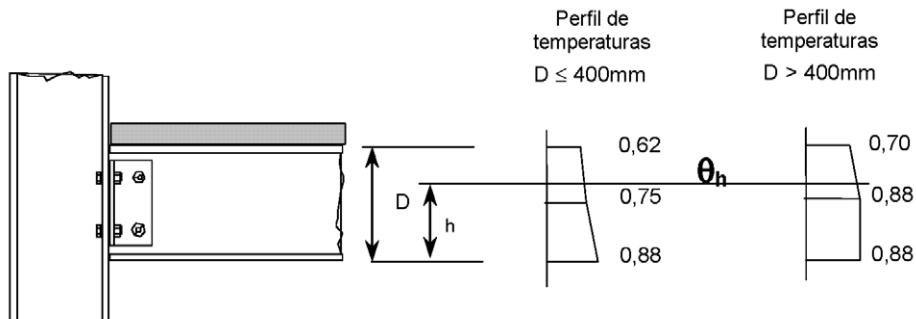


Figura A23.D.1 Gradiente térmico en el canto de una unión mixta

Apéndice E. Recomendaciones para las secciones transversales de clase 4

E.1 Modelos de cálculo avanzados

(1) Se pueden utilizar modelos de cálculo avanzados para el dimensionamiento de secciones de clase 4 cuando se tienen en cuenta todos los efectos sobre la estabilidad.

E.2 Modelos de cálculo simplificados

(1) La resistencia de los elementos con una sección transversal de clase 4 debería verificarse mediante las ecuaciones incluidas en el apartado 4.2.3.2 para elementos sometidos a compresión, en el apartado 4.2.3.4 para vigas a flexión, y en el apartado 4.2.3.5 para elementos sometidos a flexión y a compresión, en los cuales la superficie se sustituye por la superficie eficaz y el modulo resistente se sustituye por el modulo resistente eficaz.

(2) La superficie eficaz de la sección transversal y modulo resistente eficaz deberían determinarse de acuerdo con el Anejo 25, es decir, en base a las propiedades materiales a 20 °C.

(3) Para el dimensionamiento en la situación de incendio, el valor de cálculo del límite elástico del acero debería tomarse como el límite elástico convencional al 0,2% de deformación. Este valor de cálculo del límite elástico puede utilizarse para determinar las resistencias a tracción y a compresión, el momento resistente o la resistencia a esfuerzo cortante.

(4) Los coeficientes de reducción para el valor de cálculo del límite elástico de los aceros al carbono respecto al límite elástico a 20 °C pueden tomarse de la tabla A23.E.1:

- valor de cálculo del límite elástico, respecto al límite elástico a 20 °C:

$$k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta}/f_y$$

- pendiente de la región elástica lineal, respecto a la pendiente a 20 °C:

$$k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$$

NOTA: Estos coeficientes de reducción se representan en la figura A23.E.1.

(5) Los coeficientes de reducción para el valor de cálculo del límite elástico convencional de los aceros inoxidables respecto al límite elástico convencional a 20 °C pueden tomarse del Apéndice C.

Tabla A23.E.1 Coeficientes de reducción del acero al carbono para el dimensionamiento de secciones de clase 4 a temperaturas elevadas

Temperatura del acero θ_a	Coeficiente de reducción (respecto a f_y) para el valor de cálculo del límite elástico de las secciones de acero laminado en caliente y soldadas de clase 4 $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta}/f_y$	Coeficiente de reducción (respecto a f_{yb}) para el valor de cálculo del límite elástico de las secciones de acero conformado en frío de clase 4 $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta}/f_{yb}$
20 °C		1,00
100 °C		1,00
200 °C		0,89
300 °C		0,78
400 °C		0,65
500 °C		0,53

Temperatura del acero θ_a	Coeficiente de reducción (respecto a f_y) para el valor de cálculo del límite elástico de las secciones de acero laminado en caliente y soldadas de clase 4 $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta} / f_y$	Coeficiente de reducción (respecto a f_{yb}) para el valor de cálculo del límite elástico de las secciones de acero conformado en frío de clase 4 $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta} / f_{yb}$
600 °C		0,30
700 °C		0,13
800 °C		0,07
900 °C		0,05
1000 °C		0,03
1100 °C		0,02
1200 °C		0,00

NOTA 1: Para valores intermedios de la temperatura del acero puede utilizarse una interpolación lineal.

NOTA 2: La definición de f_{yb} debería tomarse de la norma UNE-EN 1993-1-3.

Coeficiente de reducción

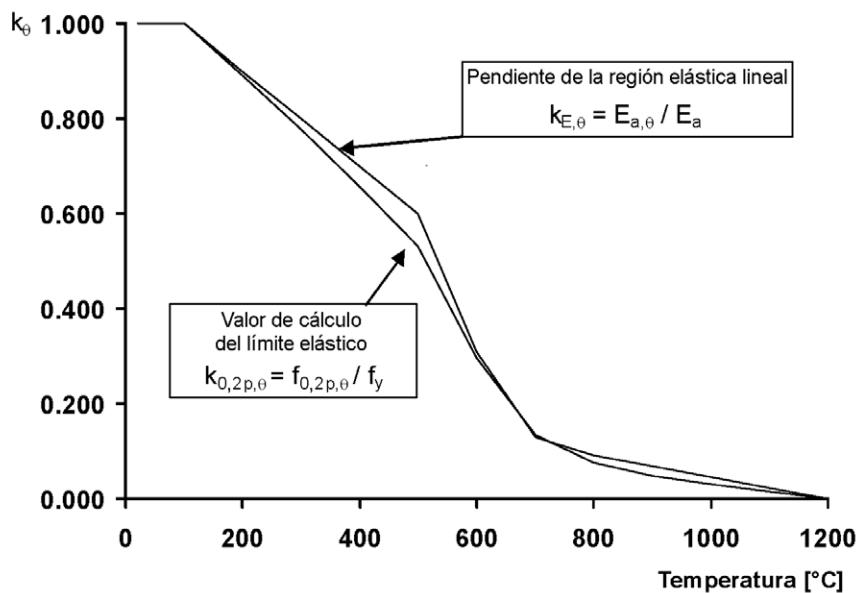


Figura A23.E.2 Coeficientes de reducción para la relación tensión-deformación de las secciones de acero conformado en frío y laminado en caliente de clase 4 a temperaturas elevadas

ANEJO 24**Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales.
Reglas adicionales para los aceros inoxidables****Contenido****1 GENERALIDADES.**

- 1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.
- 1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA.
- 1.3 CONSIDERACIONES.
- 1.5 TÉRMINOS Y DEFINICIONES.
- 1.6 SÍMBOLOS.

2 MATERIALES.

- 2.1 ACEROS INOXIDABLES ESTRUCTURALES.
 - 2.1.1 *Generalidades.*
 - 2.1.2 *Propiedades del material para acero inoxidable.*
 - 2.1.3 *Valores de cálculo de los coeficientes del material.*
 - 2.1.4 *Tenacidad de fractura.*
 - 2.1.5 *Propiedades en la dirección del espesor.*
 - 2.1.6 *Tolerancias.*
- 2.2 TORNILLOS.
 - 2.2.1 *Generalidades.*
 - 2.2.2 *Tornillos pretensados.*
 - 2.2.3 *Otros tipos de elementos de fijación mecánicos.*
- 2.3 CONSUMIBLES DE SOLDADURA.

3 DURABILIDAD.**4 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.**

- 4.1 GENERALIDADES.
- 4.2 CÁLCULO DE FLECHAS.

5 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.

- 5.1 GENERALIDADES.
- 5.2 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES.
 - 5.2.1 *Máximas relaciones anchura-espesor.*
 - 5.2.2 *Clasificación de elementos comprimidos.*
 - 5.2.3 *Anchuras reducidas en secciones clase 4.*
 - 5.2.4 *Efectos del arrastre por cortante.*
- 5.3 RESISTENCIA DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES.
 - 5.3.1 *Resistencia a tracción en secciones con agujeros para tornillos.*
- 5.4 RESISTENCIA A PANDEO DE ELEMENTOS.
 - 5.4.1 *Generalidades.*
 - 5.4.2 *Elementos uniformes en compresión.*
 - 5.4.2.1 Curvas de pandeo.
 - 5.4.3 *Elementos uniformes sometidos a flexión.*
 - 5.4.3.1 Curvas de pandeo lateral.
- 5.5 ELEMENTOS UNIFORMES SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y FLEXIÓN.
- 5.6 RESISTENCIA A CORTANTE.
- 5.7 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES DE ALMA.

6 DIMENSIONAMIENTO DE UNIONES.

- 6.1 GENERALIDADES.
- 6.2 UNIONES ATORNILLADAS.
- 6.3 DIMENSIONAMIENTO DE SOLDADURAS.

7 CÁLCULO ASISTIDO POR ENSAYOS.**8 FATIGA.**

9 RESISTENCIA FRENTES AL FUEGO.

APÉNDICE A. RECOMENDACIONES SOBRE DURABILIDAD.

- A.1 INTRODUCCIÓN.
- A.2 TIPOS DE CORROSIÓN.
 - A.2.1 *Corrosión por picaduras.*
 - A.2.2 *Corrosión en hendiduras.*
 - A.2.3 *Corrosión bimetálica.*
 - A.2.4 *Fisuración por corrosión bajo tensión.*
 - A.2.5 *Corrosión generalizada.*
 - A.2.6 *Ataque intergranular y degradación por soldadura .*
- A.3 NIVELES DE RIESGO.
- A.4 SELECCIÓN DE MATERIALES.
 - A.4.1 *Generalidades.*
 - A.4.2 *Tornillos.*
- A.5 DISEÑO PARA EL CONTROL DE LA CORROSIÓN.
- A.6 UNIONES.
 - A.6.1 *Generalidades.*
 - A.6.2 *Uniones atornilladas.*
 - A.6.3 *Uniones soldadas.*

APÉNDICE B. RECOMENDACIONES PARA EL ACERO INOXIDABLE EN LA CONDICIÓN DE ENDURECIDO MECÁNICO POR TRABAJADO

- B.1 GENERALIDADES.
- B.2 ENDURECIMIENTO POR TRABAJADO POR LAMINADO EN FRÍO.
- B.3 ENDURECIMIENTO POR TRABAJADO POR FABRICACIÓN.

APÉNDICE C. RECOMENDACIONES PARA LA MODELIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL.

- C.1 GENERALIDADES.
- C.2 PROPIEDADES DEL MATERIAL.

1 Generalidades

1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Este anexo proporciona disposiciones adicionales para el proyecto de edificios y obras de ingeniería civil, que amplían y modifican la aplicación de los Anejos 22, 25 y 26 para los aceros inoxidables austeníticos, austenítico-ferríticos y ferríticos.

NOTA 1: El Apéndice A proporciona información relativa a la durabilidad de los aceros inoxidables.

NOTA 2: La norma UNE-EN 10088 proporciona pautas para tratamientos adicionales, incluyendo los tratamientos térmicos.

NOTA3 : La numeración de los apartados de este Anejo en ocasiones no es consecutiva, a semejanza de la estructura de la correspondiente norma de Eurocódigo.

1.2 Normativa de referencia

Las normas citadas en este anexo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

1.3 Consideraciones

(1) Además de las consideraciones generales del Anejo 18 del Código Estructural, son aplicables las recogidas en el Capítulo 21 de este Código.

1.5 Términos y definiciones

(1) Son aplicables los términos y definiciones indicados en el apartado 1.5 del Anejo 18 del Código Estructural.

(2) A menos que se indique lo contrario, es aplicable el vocabulario de los términos sobre tratamientos para productos ferreos dados en la Norma UNE-EN ISO 4885.

1.6 Símbolos

Además de los símbolos dados en los Anejos 18, 22, 25 y 26, se utilizan los siguientes:

$f_{u,red}$	valor reducido de la resistencia última del acero para cálculo de la resistencia al aplastamiento
$E_{s,ser}$	módulo secante de elasticidad utilizado para los cálculos en estados límite de servicio
$E_{s,1}$	módulo secante correspondiente a la tensión en el ala traccionada
$E_{s,2}$	módulo secante correspondiente a la tensión en el ala comprimida
$\sigma_{1,Ed,ser}$	tensión de cálculo en servicio
n	coeficiente.

2 MATERIALES

2.1 Aceros inoxidables estructurales

2.1.1 Generalidades

(1) Las especificaciones dadas en este anexo deberían aplicarse solamente al proyecto de estructuras con aceros inoxidables austeníticos, austenítico-ferríticos y ferríticos.

(2) Los valores nominales de las propiedades del material dadas en el apartado 2.1.2 deberían

utilizarse como valores característicos en los cálculos del proyecto.

(3) Para más información relativa a las propiedades del material debería hacerse referencia a la serie de normas UNE-EN 10088.

(4) Las especificaciones de cálculo dadas en este anexo son aplicables a materiales con un límite elástico nominal f_y menor o igual a 480 N/mm².

NOTA: Las reglas para la utilización de material endurecido con $f_y > 480$ N/mm² se presentan en el Apéndice B.

(5) La resistencia más alta de otros materiales (véanse 2.1.2 y el Apéndice B) puede tenerse en cuenta en el cálculo, siempre que ello se justifique mediante ensayos adecuados de acuerdo con el apartado 7.

2.1.2 Propiedades del material para acero inoxidable

(1) Deberían utilizarse los siguientes valores para los cálculos de proyecto, independientemente de la dirección del laminado:

- límite elástico f_y : la tensión nominal (tensión correspondiente a una deformación remanente de 0,2%) especificada en la tabla A24.2.1;
- resistencia última a tracción f_u : la resistencia última a tracción nominal especificada en la tabla A24.2.1.

(2) Los requisitos de ductilidad del apartado 3.2.2 del Anejo 22 del Código Estructural aplican también a aceros inoxidables. Debería considerarse que los aceros que se ajusten a uno de los grados listados en la tabla A24.2.1 cumplen estos requisitos.

(3) Para secciones estructurales huecas, deberían utilizarse los valores de resistencia dados en la tabla A24.2.1 para la forma de producto pertinente del material base (fleje laminado en frío, fleje laminado en caliente o chapa laminada en caliente).

(4) Pueden utilizarse valores superiores de la resistencia en el cálculo, derivados del efecto del trabajado en frío del material base, siempre que se verifiquen mediante ensayos de probetas extraídas de la sección estructural hueca de acuerdo con el apartado 7.

(5) Para el material trabajado en frío, los ensayos de material indicados en el certificado de material, de acuerdo con la norma UNE-EN 1090, deberían plantearse en una dirección tal que los valores de resistencia utilizados en el cálculo sean independientes de la dirección de laminado o de estirado.

Tabla A24.2.1 Valores nominales del límite elástico f_y y de la resistencia última a tracción f_u para aceros inoxidables estructurales según la serie de normas UNE-EN 10088¹⁾

Tipo de acero inoxidable	Grado	Forma de producto							
		Fleje laminado en frío		Fleje laminado en caliente		Chapa laminada en caliente		Barras, alambres y perfiles	
		Espesor nominal t							
Aceros ferríticos		$t \leq 6$ mm		$t \leq 12$ mm		$t \leq 75$ mm		$t \leq 250$ mm	
		f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Aceros austeníticos	1.4003	280	450	280	450	250 ³⁾	450 ³⁾	260 ⁴⁾	450 ⁴⁾
	1.4016	260	450	240	450	240 ³⁾	430 ³⁾	240 ⁴⁾	400 ⁴⁾
	1.4512	210	380	210	380	—	—	—	—
Aceros austeníticos	1.4306							180	460
	1.4307	220	520	200	520	200	500	175	450
	1.4541							190	500
	1.4301	230	540	210	520	210	520		
	1.4401	240	530	220	530	220	520	200	500

	1.4404							
	1.4539						230	530
	1.4571		540		540			
	1.4432						200	500
	1.4435	240	550	220	550	220		
	1.4311	290	550	270	550	270	550	
	1.4406	300		280		280		
	1.4439	290		270		270		
	1.4529	300	650	300	650	300	650	
	1.4547	320	650	300	650	300	650	
	1.4318	350	650	330	650	330	630	—
Aceros austenítico-ferríticos	1.4362	420	600	400	600	400	630	400 ²⁾
	1.4462	480	660	460	660	460	640	450
								650

1) Los valores nominales de f_y y f_u dados en esta tabla pueden utilizarse en el cálculo sin tener en cuenta la anisotropía ni los efectos del endurecimiento por deformación.

2) $t \leq 160$ mm

3) $t \leq 25$ mm

4) $t \leq 100$ mm

2.1.3 Valores de cálculo de los coeficientes del material

(1) Se pueden adoptar los siguientes valores de los coeficientes del material para el análisis global y para determinar la resistencia de los elementos y de las secciones transversales:

- Módulo de elasticidad, E :

$E = 200000$ N/mm² para los grados austeníticos y austenítico-ferríticos de la tabla A24.2.1, excluyendo los tipos 1.4539, 1.4529 y 1.4547

$E = 195000$ N/mm² para los grados austeníticos 1.4539, 1.4529 y 1.4547

$E = 220000$ N/mm² para los grados ferríticos de la tabla A24.2.1

- Módulo de elasticidad transversal, G , donde $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$

- Coeficiente de Poisson en régimen elástico, $\nu = 0,3$

Como alternativa, para describir el comportamiento del material en la condición de recocido pueden utilizarse las curvas tensión-deformación de acuerdo con el Apéndice C.

(2) Para el cálculo de flechas en elementos aislados, puede utilizarse el modulo secante correspondiente a la tensión en el elemento en estado límite de servicio, véase el punto (5) del apartado 4.2.

2.1.4 Tenacidad de fractura

(1) Puede suponerse que los aceros inoxidables austeníticos y austenítico-ferríticos contemplados en esta norma son suficientemente tenaces y no susceptibles a la rotura frágil para temperaturas en servicio desde – 40 °C.

NOTA 1: Los aceros inoxidables austeníticos también pueden utilizarse para temperaturas menores de – 40 °C, pero deberían determinarse los requisitos correspondientes a cada caso particular.

NOTA 2: Véase el punto (3) del apartado A.5 referente a la fragilización debida al contacto con cinc en caso de incendio.

(2) Las directrices para los aceros inoxidables ferríticos se recogen en las reglas dadas en el Anejo 28. Los valores de la temperatura de ensayo y de la resiliencia KV (resiliencia Charpy en V) requeridos pueden determinarse a partir de la tabla A28.2.1 del Anejo 28.

NOTA 1: Los aceros ferríticos no se clasifican en subgrados.

2.1.5 Propiedades en la dirección del espesor

(1) Las directrices sobre la elección de las propiedades en la dirección del espesor se especifican en el Anejo 28.

2.1.6 Tolerancias

(1) Las tolerancias dimensionales y de masa de las secciones de acero laminado, los perfiles estructurales huecos y las chapas, deberían ser conformes a la norma de producto correspondiente, a menos que se especifiquen unas tolerancias más severas.

NOTA: Para obtener información acerca de las tolerancias de los espesores en aceros inoxidables laminados en frío, debería hacerse referencia a la norma UNE-EN ISO 9445-1. Para chapas véase la norma UNE-EN 10029.

(2) Para componentes soldados deberían aplicarse las tolerancias que establece el Anejo 16.

(3) Para el análisis y el cálculo estructural deberían utilizarse los valores nominales de las dimensiones.

2.2 Tornillos

2.2.1 Generalidades

(1) Los tornillos y tuercas de acero inoxidable deberían ser conformes a las partes 1, 2 y 3 de la serie de normas UNE-EN ISO 3506. Las arandelas deberían ser de acero inoxidable y deberían ser conformes a las normas UNE-EN ISO 7089 o UNE-EN ISO 7090, según corresponda. La resistencia a la corrosión de los tornillos debería ser equivalente o superior a la resistencia a la corrosión del material base.

(2) El valor nominal del límite elástico f_{yb} y el valor nominal de la resistencia última a tracción f_{ub} para tornillos de acero inoxidable debería obtenerse de la tabla A24.2.2.

Tabla A24.2.2 Valores nominales de f_{yb} y f_{ub} para tornillos de acero inoxidable

Grupos de material	Clase según la serie de normas UNE-EN ISO 3506	Rango de tamaños	Límite elástico f_{yb} N/mm ²	Resistencia última a tracción f_{ub} N/mm ²
Austeníticos y austenítico-ferríticos	50	≤ M 39	210	500
	70	≤ M 24	450	700
	80	≤ M 24	600	800

(3) En espera de la publicación de una norma europea apropiada, las propiedades especificadas deberían comprobarse mediante un sistema de control de calidad reconocido, con ensayos para cada grupo de tornillos.

2.2.2 Tornillos pretensados

NOTA: No deberían emplearse tornillos de alta resistencia de acero inoxidable como tornillos pretensados, calculados para una resistencia específica al deslizamiento, a menos que su aceptación para una aplicación concreta pueda demostrarse con resultados experimentales.

2.2.3 Otros tipos de elementos de fijación mecánicos

(1) Otros tipos de elementos de fijación mecánicos quedan fuera del ámbito de este Código.

2.3 Consumibles de soldadura

(1) Los requisitos generales para los consumibles de soldadura se especifican en el Anejo 26.

(2) Además de los requisitos establecidos en el Anejo 26, los electrodos de soldadura deberían ser capaces de producir una soldadura con una resistencia a la corrosión adecuada para el ambiente de servicio, siempre que se utilice el procedimiento de soldadura correcto.

(3) Puede suponerse que los electrodos de soldadura son adecuados si la resistencia a la corrosión del material depositado y del metal soldado no es menor que la del material a soldar.

NOTA: Es recomendable solicitar el consejo de profesionales para la elección del procedimiento de soldadura para uniones de acero inoxidable.

3 DURABILIDAD

(1) Se deberían aplicar también los requisitos de durabilidad dados en el apartado 4 del Anejo 22 del Código Estructural a los aceros inoxidables.

(2) Debería seleccionarse el grado adecuado de acero inoxidable, según la resistencia a la corrosión exigida para el ambiente en el que se va a utilizar el elemento estructural.

NOTA: En el Apéndice A se dan directrices para la selección de materiales en función de su resistencia a la corrosión.

(3) En aplicaciones con acabado superficial, deberían tenerse en cuenta también los posibles pequeños cambios en la apariencia de la superficie que podrían tener lugar como resultado de depósitos de suciedad (que en circunstancias adversas pueden crear hendiduras y producir una superficie con micro-picaduras). Debería utilizarse un grado de acero inoxidable con una resistencia a la corrosión adecuada para asegurar que en la superficie solamente tengan lugar ataques superficiales durante la vida útil del componente.

NOTA: Las características del aspecto superficial de chapas laminadas en caliente se describen en la norma UNE-EN 10163.

(4) Si fuera necesario, debería especificarse un régimen de limpieza adecuado para mantener la apariencia de la superficie.

(5) Aunque, bajo condiciones atmosféricas benignas de exposición, la mayoría de los aceros inoxidables pueden cumplir los requisitos dados en el punto (3), si el acero inoxidable va a estar expuesto a ambientes que contengan sustancias químicas, incluyendo atmósferas asociadas a ciertos procesos industriales, en edificios de piscinas, agua salada y espuma salada para el deshielo de carreteras o similar, debería solicitarse información adicional a un experto.

NOTA: El Apéndice A da información adicional sobre proyecto, para el control de la corrosión.

4 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

4.1 Generalidades

(1) Para aceros inoxidables deberían aplicarse los requisitos en para los estados límite de servicio dados en el apartado 7 del Anejo 22.

(2) Las flechas en los elementos deberían calcularse de acuerdo con el apartado 4.2.

4.2 Cálculo de flechas

(1) En el cálculo de flechas deberían tenerse en cuenta los efectos del comportamiento tensión-deformación no lineal de los aceros inoxidables y la eficacia de la sección transversal.

NOTA: En el Apéndice C se dan directrices para la descripción del comportamiento no lineal de material recocido.

(2) Los requisitos básicos para los estados límite de servicio se dan en el apartado 3.4 del Anejo 18 del Código Estructural.

NOTA: El Anejo 18 del Código Estructural da las combinaciones de acciones adecuadas a emplear en las siguientes situaciones:

- para el cálculo de flechas bajo acciones permanentes y/o variables;
- cuando deban considerarse deformaciones diferidas (a largo plazo) debidas a retracción, relajación o fluencia;
- si se está considerando la apariencia de la estructura, el confort del usuario o el funcionamiento de máquinas.

(3) La sección transversal reducida puede obtenerse, de manera conservadora, en base a las anchuras reducidas de los elementos comprimidos de las secciones transversales de clase 4, determinadas según el apartado 5.2.3. Como alternativa, puede emplearse el método más preciso del punto (4) del apartado 4.4 del Anejo 25 del Código Estructural.

(4) En el caso de elementos en los que deba considerarse el arrastre por cortante, la sección transversal eficaz puede basarse en las anchuras eficaces determinadas según el apartado 3.2 del Anejo 25 del Código Estructural.

(5) Las flechas deberían determinarse utilizando el módulo secante de elasticidad $E_{s,ser}$ calculado teniendo en cuenta las tensiones en el elemento bajo la combinación de acciones para el pertinente estado límite de servicio y la orientación de la dirección de laminado. Si no se conoce, o no puede asegurarse, la orientación de la dirección de laminado, entonces debería utilizarse el valor de la dirección longitudinal. Como alternativa, pueden emplearse los métodos de elementos finitos dados en el Apéndice C del Anejo 25 del Código Estructural, con la descripción del comportamiento no lineal del material dado en el Apéndice C de este documento.

(6) El valor del módulo secante de elasticidad $E_{s,ser}$ puede obtenerse de:

$$E_{s,ser} = \frac{(E_{s,1} + E_{s,2})}{2} \quad (4.1)$$

donde:

$E_{s,1}$ es el módulo secante correspondiente a la tensión σ_1 en el ala traccionada

$E_{s,2}$ es el módulo secante correspondiente a la tensión σ_2 en el ala comprimida.

(7) Los valores de los módulos secantes $E_{s,1}$ y $E_{s,2}$ para la tensión apropiada de servicio $\sigma_{i,Ed,ser}$ y la dirección de laminado pueden estimarse a partir de la siguiente expresión:

$$E_{s,i} = \frac{E}{1 + 0,002 \frac{E}{\sigma_{i,Ed,ser}} \left(\frac{\sigma_{i,Ed,ser}}{f_y} \right)} \quad (4.2)$$

Con:

$$i = 1 \text{ o } 2$$

(8) El valor del coeficiente n puede obtenerse de la tabla A24.4.1.

NOTA: El Apéndice C proporciona un método para evaluar n para otros grados diferentes a los recogidos en la tabla A24.4.1.

(9) Como simplificación, puede despreciarse la variación de $E_{s,ser}$ a lo largo de la longitud del elemento y puede utilizarse el mínimo valor de $E_{s,ser}$ (correspondiente a los máximos valores de las tensiones $\sigma_{1,Ed,ser}$ y $\sigma_{2,Ed,ser}$ en el elemento) a lo largo de toda su longitud.

Tabla A24.4.1 Valores de n

Grado de acero	Coeficiente n	
	Dirección longitudinal	Dirección transversal
1.4003	7	11
1.4016	6	14
1.4512	9	16
1.4301		
1.4306		
1.4307	6	8
1.4318		
1.4541		
1.4401		
1.4404		
1.4432		
1.4435	7	9
1.4539		
1.4571		
1.4462	5	5
1.4362		

5 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

5.1 Generalidades

(1) Para aceros inoxidables deberían aplicarse las especificaciones recogidas en los apartados 5 y 6 del Anejo 22 del Código Estructural, excepto cuando queden modificadas o sustituidas por las especificaciones particulares recogidas en esta norma.

(2) En este apartado, los coeficientes parciales γ_M definidos en el apartado 2.4.3 del Anejo 22 del Código Estructural se aplican a los diferentes valores característicos de resistencia, tal como se indica a continuación, véase la tabla A24.5.1.

Tabla A24.5.1 Coeficientes parciales

Resistencia de secciones transversales a plastificación excesiva, incluyendo abolladura	$\gamma_{M0} = 1,10$
Resistencia de elementos estructurales a inestabilidad, evaluada mediante comprobaciones de elemento	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistencia a rotura de secciones transversales en tracción	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistencia de tornillos, roblones, soldaduras, articulaciones y chapas a aplastamiento	$\gamma_{M2} = 1,25$

(3) No se dan reglas para análisis global plástico.

NOTA: No debería utilizarse análisis global plástico a menos que exista evidencia experimental suficiente para asegurar que las hipótesis hechas en los cálculos son representativas del comportamiento real de la

estructura. En particular debería comprobarse que las uniones son capaces de resistir el incremento de esfuerzos debido al endurecimiento por deformación.

(4) Las uniones sometidas a fatiga deben satisfacer también los principios establecidos en la el Anejo 27.

(5) Cuando los elementos se vean sometidos a una deformación significativa, puede tenerse en cuenta el aumento de resistencia obtenido a través de las propiedades de endurecimiento por trabajado de los aceros inoxidables austeníticos. Cuando este endurecimiento por trabajado incremente las acciones resistidas por los elementos, las uniones deberían proyectarse de forma coherente con el aumento de la resistencia del elemento, especialmente cuando se requiera un cálculo por capacidad.

5.2 Clasificación de las secciones transversales

5.2.1 Máximas relaciones anchura-espesor

(1) Las especificaciones para proyecto mediante cálculos dadas en este anexo se pueden aplicar a secciones transversales dentro de los límites dimensionales dados en el Anejo 22.

(2) Si la distorsión visual de los elementos planos de la sección transversal es inaceptable bajo cargas de servicio, puede aplicarse un valor límite para la relación anchura total-espesor $b/t \leq 75$.

5.2.2 Clasificación de elementos comprimidos

(1) Los elementos comprimidos de las secciones transversales deberían clasificarse como clase 1, 2 o 3 en función de los límites establecidos en la tabla A24.5.2. Aquellos elementos comprimidos que no cumplan los criterios establecidos para la clase 3 deberían clasificarse como elementos de clase 4.

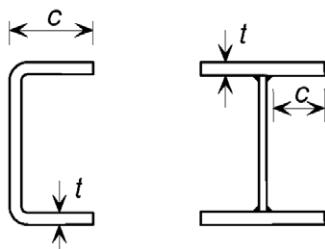
Tabla A24.5.2 (hoja 1 de 3) – Relaciones máximas anchura-espesor para partes comprimidas
Partes internas comprimidas

Clase	Parte sometida a flexión	Parte sometida a compresión	Parte sometida a flexo-compresión
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)			
1	$c/t \leq 56,0\epsilon$	$c/t \leq 25,7\epsilon$	cuando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{308\epsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{28\epsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 58,2\epsilon$	$c/t \leq 26,7\epsilon$	cuando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{320\epsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{29,1\epsilon}{\alpha}$
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)			
3	$c/t \leq 74,8\epsilon$	$c/t \leq 30,7\epsilon$	$c/t \leq 15,3\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ véase Anejo 25
$\epsilon = \left[\frac{235}{f_y} \frac{E}{210\ 000} \right]^{0,5}$		Grado	1.4301 1.4401 1.4462
		f_y (N/mm ²)	210 220 460
		ϵ	1,03 1,01 0,698

NOTA: Para secciones huecas c puede tomarse, de modo conservador, igual a $(h - 2t)$ o $(b - 2t)$.

Tabla A24.5.2 (hoja 2 de 3) – Relaciones máximas anchura-espesor para partes comprimidas

Alas voladas



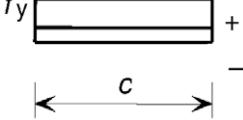
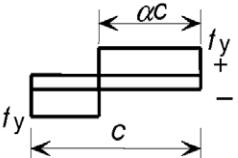
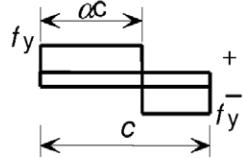
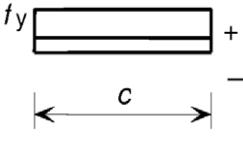
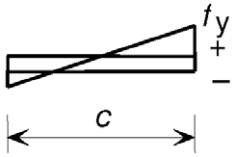
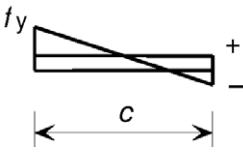
Clase	Tipo de sección	Parte sometida a compresión	Parte sometida a flexo-compresión	
			Extremo comprimido	Extremo traccionado
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)				
1	Conformada en frío	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Soldada	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	Conformada en frío	$c/t \leq 10,4\epsilon$	$c/t \leq \frac{10,4\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10,4\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Soldada	$c/t \leq 9,4\epsilon$	$c/t \leq \frac{9,4\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9,4\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)				
3	Conformada en frío	$c/t \leq 11,9\epsilon$	$c/t \leq 18,1\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ véase Anejo 25	
	Soldada	$c/t \leq 11\epsilon$	$c/t \leq 16,7\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ véase Anejo 25	
$\epsilon = \left[\frac{235}{f_y} \frac{E}{210\,000} \right]^{0,5}$	Grado	1.4301	1.4401	1.4462
	f_y (N/mm ²)	210	220	460
	ϵ	1,03	1,01	0,698

Tabla A24.5.2 (hoja 3 de 3) – Relaciones máximas anchura-espesor para partes comprimidas

Angulares				
Consultar también "Alas voladas" (hoja 2 de 3)				
	No aplica a angulares en contacto continuo con otros componentes			
Clase	Sección comprimida			
Ley de tensiones en la sección (compresión positiva)				
3	$h/t \leq 11,9\epsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 9,1\epsilon$			
Secciones circulares huecas (tubulares)				
Clase	Sección traccionada Hasta 240 CHS	Sección comprimida		
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$	$d/t \leq 50\epsilon^2$		
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$	$d/t \leq 70\epsilon^2$		
3	$d/t \leq 280\epsilon^2$	$d/t \leq 90\epsilon^2$		
$\epsilon = \left[\frac{235}{f_y} - \frac{E}{210\,000} \right]^{0,5}$	Grado	1.4301	1.4401	1.4462
	f_y (N/mm ²)	210	220	460
	ϵ	1,03	1,01	0,698

5.2.3 Anchuras reducidas en secciones clase 4

En las secciones clase 4 pueden utilizarse las anchuras reducidas para considerar adecuadamente las reducciones en la resistencia debidas a los efectos de la abolladura local, utilizando las expresiones (1) a (5) del apartado 4.4 del Anejo 25 del Código Estructural, excepto que para el factor de reducción ρ deberían usarse los siguientes valores:

Elementos internos conformados en frío o soldados:

$$\rho = \frac{0,772}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,125}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ siendo } \leq 1 \quad (5.1)$$

Elementos externos volados conformados en frío:

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,231}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ siendo } \leq 1 \quad (5.2)$$

Elementos externos volados soldados:

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,242}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ siendo } \leq 1 \quad (5.3)$$

donde $\bar{\lambda}_p$ es la esbeltez reducida del elemento, definida como:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$$

en donde:

t es el espesor pertinente

k_σ es el coeficiente de abolladura correspondiente a la relación de tensiones ψ y las condiciones de contorno de las tablas A25.4.1 o A25.4.2 en el Anejo 25 del Código Estructural, según corresponda

\bar{b} es la anchura pertinente, tomada como se define a continuación

\bar{b} = d para almas (excepto para secciones rectangulares huecas)

\bar{b} = anchura del elemento plano para almas de secciones rectangulares huecas, que puede tomarse, de modo conservador, igual a $h - 2t$

\bar{b} = b para elementos internos de alas (excepto para secciones rectangulares huecas)

\bar{b} = anchura del elemento plano para alas de secciones rectangulares huecas, que puede tomarse, de modo conservador, igual a $b - 2t$

\bar{b} = c para alas voladas

\bar{b} = h para angulares de lados iguales y de lados desiguales

ε es el coeficiente del material definido en la tabla A24.5.2.

5.2.4 Efectos del arrastre por cortante

(1) Los efectos del arrastre por cortante deberían tenerse en cuenta según lo especificado en el apartado 3.3 del Anejo 25 del Código Estructural.

5.3 Resistencia de las secciones transversales

5.3.1 Resistencia a tracción en secciones con agujeros para tornillos

(1) La resistencia a tracción de una sección transversal debería tomarse como el menor valor de la resistencia plástica de la sección transversal bruta $N_{pl,Rd}$ y la resistencia última de la sección transversal neta $N_{u,Rd}$.

(2) La resistencia plástica de la sección transversal bruta debería determinarse utilizando:

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0} \quad (5.4)$$

(3) La resistencia última de la sección transversal neta debería determinarse utilizando:

$$N_{u,Rd} = k_r A_{net} f_u / \gamma_{M2} \quad (5.5)$$

con:

$$k_r = (1 + 3 r (d_o / u - 0,3)) \text{ siendo } k_r \leq 1$$

r = [número de tornillos de la sección transversal] / [número total de tornillos en la unión]

$$u = 2 e_2 \text{ siendo } u \leq p_2$$

donde:

A_{net} es el área de la sección transversal neta

d_o es el diámetro nominal del agujero del tornillo

e_2 es la distancia del centro del agujero del tornillo al borde adyacente, en la dirección perpendicular a la dirección de la carga transmitida

p_2 es la distancia entre centros de agujeros de tornillos, medida en la dirección perpendicular a la dirección de la carga transmitida.

5.4 Resistencia a pandeo de elementos

5.4.1 Generalidades

(1) Se deberían aplicar a los aceros inoxidables las especificaciones relativas al pandeo por flexión, el pandeo lateral, el pandeo por torsión, el pandeo por torsión y flexión y el pandeo por distorsión recogidas en el Anejo 22 del Código Estructural, excepto en el caso en que los apartados 5.4.2 o 5.4.3 las modifiquen o complementen.

NOTA: El apartado 6.3.2.3 del Anejo 22 del Código Estructural no es aplicable al acero inoxidable.

(2) Los esfuerzos deberían contemplarse en las fórmulas del Anejo 22 del Código Estructural en valor absoluto. χ_{min} es el menor de los valores entre χ_y , χ_z , χ_T y χ_{TF} , donde χ_y y χ_z se calculan para pandeo por flexión, χ_T se calcula para pandeo por torsión y χ_{TF} se calcula para pandeo por torsión y flexión.

5.4.2 Elementos uniformes en compresión

5.4.2.1 Curvas de pandeo

(1) Para elementos sometidos a compresión el valor de χ correspondiente a la esbeltez adimensional $\bar{\lambda}$ debería determinarse a partir de la curva de pandeo que aplique de acuerdo con:

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1 \quad (5.6)$$

$$\text{siendo } \phi = 0,5 (1 + \alpha (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2) \quad (5.7)$$

$$\text{donde } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \text{ para secciones transversales de clases 1, 2 y 3} \quad (5.8)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \text{ para secciones transversales de clase 4} \quad (5.9)$$

- α es un coeficiente de imperfección
 N_{cr} es el esfuerzo axil crítico elástico para el modo de pando considerado, obtenido en base a las propiedades de la sección transversal bruta
 $\bar{\lambda}_0$ esbeltez límite.

- (2) Los valores de α y $\bar{\lambda}_0$ para cada una de las curvas de pando consideradas deberían obtenerse de la tabla A24.5.3. Las curvas de pando de la tabla A24.5.3 no aplican para secciones huecas sometidas a un proceso de recocido después de su fabricación.
- (3) Para una esbeltez $\bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0$ o para $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq \bar{\lambda}_0^2$ los efectos del pando pueden ignorarse y solo aplican las comprobaciones de la resistencia de la sección transversal.

Tabla A24.5.3 Valores de α y $\bar{\lambda}_0$ para pando por flexión, pando por torsión y pando por torsión y flexión

Modo de pando	Tipo de elemento	α	$\bar{\lambda}_0$
Por flexión	Secciones abiertas conformadas en frío	0,49	0,40
	Secciones huecas (soldadas o sin soldar)	0,49	0,40
	Secciones abiertas soldadas (eje fuerte)	0,49	0,20
	Secciones abiertas soldadas (eje débil)	0,76	0,20
Por torsión y por torsión y flexión	Todos los elementos	0,34	0,20

5.4.3 Elementos uniformes sometidos a flexión

5.4.3.1 Curvas de pando lateral

- (1) Para elementos de sección transversal constante sometidos a flexión, el valor de χ_{LT} , para la esbeltez adimensional apropiada, $\bar{\lambda}_{LT}$ debería determinarse mediante:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \quad (5.10)$$

donde:

$$\phi_{LT} = 0,5 \left(1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right) \quad (5.11)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (5.12)$$

- α_{LT} es el coeficiente de imperfección
= 0,34 para secciones conformadas en frío y secciones huecas (soldadas o no)
= 0,76 para secciones abiertas soldadas y otro tipo de secciones de las que no se disponga de datos experimentales

M_{cr} es el momento crítico elástico de pando lateral.

- (2) Para esbelteces $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ o para $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,16$ los efectos del pando lateral pueden ignorarse y

solo aplican las comprobaciones de la resistencia de la sección transversal.

5.5 Elementos uniformes sometidos a compresión y flexión

(1) Los elementos sometidos a compresión y flexión deberían satisfacer:

Compresión y momento flector alrededor del eje fuerte:

Para evitar el pandeo alrededor del eje fuerte:

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{\min}} + k_y \left(\frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{\beta_{W,y} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \right) \leq 1 \quad (5.13)$$

Para evitar el pandeo alrededor del eje débil (para elementos sometidos a pandeo lateral):

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{\min 1}} + k_{LT} \left(\frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{M_{b,Rd}} \right) \leq 1 \quad (5.14)$$

Compresión y momento flector alrededor del eje débil:

Para evitar el pandeo alrededor del eje débil:

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{\min}} + k_z \left(\frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{\beta_{W,z} W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \right) \leq 1 \quad (5.15)$$

Compresión y flexión esviada:

Todos los elementos deberían satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{\min}} + k_y \left(\frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{\beta_{W,y} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \right) + k_z \left(\frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{\beta_{W,z} W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \right) \leq 1 \quad (5.16)$$

Los elementos que puedan verse sometidos a pandeo lateral también deberían satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{\min 1}} + k_{LT} \left(\frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{M_{b,Rd}} \right) + k_z \left(\frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{\beta_{W,z} W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \right) \leq 1 \quad (5.17)$$

En las expresiones anteriores:

e_{Ny} y e_{Nz} son los desplazamientos de los ejes neutros cuando la sección transversal está sometida a compresión uniforme

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ y $M_{z,Ed}$ son los valores de cálculo del esfuerzo axial de compresión y de los máximos momentos flectores alrededor de los ejes y-y y z-z, respectivamente, a lo largo de todo el elemento

$(N_{b,Rd})_{\min}$ es el menor valor de $N_{b,Rd}$ para los siguientes cuatro modos de pandeo: pandeo por flexión alrededor del eje y, pandeo por flexión alrededor del eje z, pandeo por torsión y pandeo por torsión y flexión

$(N_{b,Rd})_{\min 1}$ es el menor valor de $N_{b,Rd}$ para los siguientes tres modos de pandeo: pandeo por flexión alrededor del eje z, pandeo por torsión y pandeo por torsión y flexión

β_W y $\beta_{W,z}$ son los valores de β_W calculados para los ejes y y z, respectivamente, donde:

$\beta_W = 1,0$ para secciones transversales de clases 1 o 2

$\beta_W = W_{el}/W_{pl}$ para secciones transversales de clase 3

$\beta_W = W_{eff}/W_{pl}$ para secciones transversales de clase 4

$W_{pl,y}$ y $W_{pl,z}$ son los módulos plásticos para los ejes y y z, respectivamente
 $M_{b,Rd}$ es la resistencia a pandeo lateral
 k_y, k_z, k_{LT} son los coeficientes de interacción que adoptan los siguientes valores:

$$k_y = 1,0 + 2(\bar{\lambda}_y - 0,5) \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \quad \text{siendo } 1,2 \leq k_y \leq 1,2 + 2 \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}}$$

$$k_z = 1,0 + 2(\bar{\lambda}_z - 0,5) \frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min 1}} \quad \text{siendo } 1,2 \leq k_z \leq 1,2 + 2 \frac{N_{Ed}}{(N_{b,Rd})_{min 1}}$$

$$k_{LT} = 1,0$$

5.6 Resistencia a cortante

(1) La resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$ debería tomarse como la menor entre la resistencia a la abolladura por cortante $V_{b,Rd}$ de acuerdo con el punto (1) del apartado 5.2 del Anejo 25 del Código Estructural, modificado por los puntos (3) y (4), y la resistencia plástica a cortante $V_{pl,Rd}$ de acuerdo con el punto (2) del apartado 6.2.6 del Anejo 22 del Código Estructural.

(2) Las chapas con h_w/t mayor que $\frac{52}{\eta}\varepsilon$ para almas no rigidizadas o que $\frac{23}{\eta}\varepsilon\sqrt{k_\tau}$ para almas rigidizadas deberían comprobarse frente a la abolladura por cortante y deberían disponerse rigidizadores transversales en las secciones de apoyo.

donde:

h_w es la altura de alma entre alas, véase la figura A25.5.1 del Anejo 25 del Código Estructural

ε se define en la tabla A24.5.2

k_τ se define en el apartado 5.3 del Anejo 25 del Código Estructural

$\eta=1,20$

(3) Para almas con rigidizadores transversales únicamente en secciones de apoyo, y para almas con rigidizadores transversales intermedios o con rigidizadores longitudinales o con ambos, el factor χ_w para la contribución del alma a la resistencia a la abolladura por cortante debería obtenerse como sigue:

$$\chi_w = \eta \quad \text{para } \bar{\lambda}_w \leq \frac{0,6}{\eta} \quad (5.18)$$

$$\chi_w = 0,11 + \frac{0,64}{\bar{\lambda}_w} - \frac{0,05}{\bar{\lambda}_w^2} \quad \text{para } \bar{\lambda}_w > \frac{0,6}{\eta} \quad (5.19)$$

donde $\bar{\lambda}_w$ se da en los puntos (3), (4) y (5) del apartado 5.3 del Anejo 25 del Código Estructural.

(4) Si la resistencia del ala no se emplea totalmente en resistir el momento flector de cálculo, es decir $M_{Ed} < M_{f,Rd}$, entonces en la resistencia a la abolladura por cortante puede incluirse un coeficiente χ_f que representa la contribución de las alas. El coeficiente χ_f se da en el punto (1) apartado 5.4 del Anejo 25 del Código Estructural, pero con el valor de c que se presenta a continuación:

$$c = \left[0,17 + \frac{3,5 b_f t_f^2 f_{yf}}{t_w h_w^2 f_{yw}} \right] a \quad \text{y } \frac{c'}{a} \leq 0,65 \quad (5.20)$$

5.7 Rigidizadores transversales de alma

- (1) Las especificaciones del apartado 9.3 del Anejo 25 del Código Estructural aplican, con las indicaciones adicionales de puntos (2) y (3).
- (2) La resistencia a pandeo fuera del plano $N_{b,Rd}$ del rigidizador debería determinarse a partir de lo indicado en el apartado 5.4.2, utilizando $\alpha = 0,49$ y $\bar{\lambda}_0 = 0,2$. La longitud de pandeo / del rigidizador debería adecuarse a las condiciones de coacción, siendo no menor que $0,75 h_w$, cuando ambos extremos estén fijos lateralmente. Para condiciones que supongan un menor grado de coacción en el extremo deberían tomarse valores de / mayores. Si el rigidizador tiene un recorte en el extremo cargado, se debería comprobar su resistencia transversal, en ese extremo cargado, considerando el área neta.
- (3) Para la comprobación a pandeo, el área de la sección transversal de un rigidizador debería incluir el propio rigidizador más una anchura de alma de $11 \varepsilon t_w$ a cada lado del rigidizador. En los extremos del elemento (o bien en zonas con aberturas en el alma), la anchura de alma a considerar debería ser la menor entre $11 \varepsilon t_w$ o la anchura existente.

6 DIMENSIONAMIENTO DE UNIONES

6.1 Generalidades

- (1) Las especificaciones dadas del Anejo 26 del Código Estructural deberían aplicarse para aceros inoxidables, excepto cuando sean modificadas o sustituidas por especificaciones dadas en los apartados 6.2 y 6.3.

NOTA: En el Apéndice A se ofrece información relativa a la durabilidad. La información sobre la fabricación de uniones se da en la norma UNE-EN 1090-2.

6.2 Uniones atornilladas

- (1) La resistencia al aplastamiento debería calcularse sustituyendo f_u por un valor reducido $f_{u,red}$, calculado según:

$$f_{u,red} = 0,5 f_y + 0,6 f_u \text{ siendo } \leq f_u \quad (6.1)$$

- (2) Los tornillos de acero inoxidable para las clases 50, 70 y 80 según la serie de normas UNE-EN ISO 3506 trabajando a cortante deberían estudiarse como tornillos de clases 4.6, 5.6 y 8.8.

- (3) La resistencia a cortante de un tornillo, $F_{v,Rd}$ debería calcularse mediante la siguiente expresión:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (6.2)$$

donde:

A es el área de la sección transversal bruta del tornillo (si el plano de cortante no pasa por la zona roscada del tornillo); o el área resistente a tracción del tornillo (si el plano de cortante pasa por la zona roscada del tornillo)

f_{ub} es la resistencia última a tracción del tornillo, véase la tabla A24.2.2

α adopta los siguientes valores:

- si el plano de cortante no pasa por la zona roscada del tornillo, $\alpha = 0,6$
- si el plano de cortante pasa por la zona roscada del tornillo, $\alpha = 0,5$.

6.3 Dimensionamiento de soldaduras

(1) Para determinar la resistencia de cálculo de soldaduras de ángulo, el valor del coeficiente de correlación β_w debería tomarse como 1,0 para todas las resistencias nominales de acero inoxidable a menos que pueda justificarse un valor más bajo mediante ensayos de acuerdo con el apartado 7.

7 CÁLCULO ASISTIDO POR ENSAYOS

(1) Para aceros inoxidables se aplica el apartado 5.2, el Apéndice D del Anejo 18 del Código Estructural.

(2) Los prototipos para los ensayos deberían fabricarse de la misma manera que los componentes del producto final, para que reflejen los mismos niveles de endurecimiento por trabajado.

(3) Debido a que el acero inoxidable puede presentar anisotropía, las probetas deberían extraerse de la placa o lámina en la misma orientación (es decir, transversal o paralela a la dirección de laminado) que vaya a utilizarse para la estructura final. Si se desconoce la orientación final o no puede garantizarse, deberían realizarse ensayos para ambas orientaciones y adoptar el resultado menos favorable.

8 FATIGA

(1) Para determinar la resistencia a la fatiga de estructuras de acero inoxidable, debería hacerse referencia al Anejo 27 del Código Estructural.

9 RESISTENCIA FRENTE AL FUEGO

(1) Para el proyecto de estructuras frente a incendio, deberían utilizarse las propiedades del material a temperaturas elevadas del Apéndice C del Anejo 23 del Código Estructural.

APÉNDICE A. Recomendaciones sobre durabilidad

A.1 Introducción

- (1) La principal diferencia entre la utilización de aceros inoxidables y aceros al carbono es que:
- para aceros al carbono, la protección frente a los efectos ambientales y, por tanto, la vida útil pueden tratarse separadamente del proyecto estructural;
 - para aceros inoxidables la vida útil no viene determinada por los tratamientos de protección posteriores, sino por la selección inicial de los materiales, el proceso de cálculo, los procedimientos de fabricación y por su adecuación a las condiciones ambientales.
- (2) Para llevar a cabo una elección bien fundada de un grado apropiado de acero inoxidable, para una aplicación particular o para aplicar correctamente las recomendaciones disponibles de buena práctica constructiva para evitar la corrosión, es importante tener algún conocimiento de los mecanismos de corrosión en acero inoxidable.
- (3) Todos los metales estructurales habituales forman películas de óxido en superficie cuando se exponen al aire seco. El óxido formado en la mayoría de los aceros al carbono se descompone fácilmente, y en presencia de humedad no es reparable. Por consiguiente, puede tener lugar una reacción química entre el acero, la humedad y oxígeno para formar óxido. Excepto en aceros resistentes a la corrosión atmosférica, este óxido no protege y no impide el proceso de corrosión.
- (4) También se forma un óxido en acero inoxidable. Dicho óxido es rico en cromo y es estable, no poroso y fuertemente adherente al metal. Sin embargo, a diferencia del formado sobre aceros al carbono si éste se estropea (por una rayada o un corte) es capaz de auto repararse inmediatamente en presencia de aire o de un ambiente oxidante. Es también altamente resistente a ataque químico. Por esta razón se conoce como “capa pasivante”. Aunque esta capa es muy delgada (alrededor de 5×10^{-6} mm) le da al acero inoxidable unas propiedades de alta resistencia a la corrosión, impidiendo que el acero reaccione con la atmósfera.
- (5) El comportamiento de la capa pasivante depende de la composición del acero, su tratamiento superficial y la naturaleza corrosiva de su ambiente. La estabilidad de la capa aumenta con el contenido de cromo. La mayoría de los aceros inoxidables que se utilizan en construcción contienen alrededor de un 18% de cromo y un 10% de níquel. Algunos aceros inoxidables también contienen molibdeno para mejorar aún más su resistencia a la corrosión.
- (6) Este concepto de formación de la capa pasivante es importante porque cualquier situación que impida la formación de la capa, o cause su rotura, llevará también a una pérdida de la resistencia a la corrosión. Por consiguiente, la corrosión del acero inoxidable se produce si la capa pasivante se daña o no se permite que se vuelva a formar.
- (7) Los aceros inoxidables son, en general, muy resistentes a la corrosión y se comportan satisfactoriamente en la mayoría de ambientes. El límite de la resistencia a la corrosión de un determinado acero inoxidable depende de sus elementos aleados, lo cual significa que cada grado de acero tiene una respuesta ligeramente diferente cuando se expone a un ambiente corrosivo. Así pues, es necesario seleccionar cuidadosamente el grado de acero inoxidable más apropiado para una determinada aplicación.
- (8) Las posibles razones por las que un grado particular de metal inoxidable no cumple las expectativas previstas en lo que a resistencia a la corrosión se refiere son:
- a) una incorrecta valoración del ambiente en el que se ubica o unas condiciones de exposición no previstas (por ejemplo una contaminación no prevista por iones cloruro);
 - b) la introducción de un estado no previsto en la valoración inicial, por la forma en que se ha trabajado o tratado el acero inoxidable.

(9) Aunque los aceros inoxidables pueden estar sujetos a decoloración y manchas (a menudo debido a la contaminación por acero al carbono), presentan excelentes características de durabilidad en edificios. En ambientes agresivos industriales y marinos, los ensayos han mostrado que no hay indicios de reducción en su resistencia, incluso cuando ha aparecido una pequeña cantidad de pérdida de peso. Sin embargo, el usuario puede considerar la aparición de manchas antiestéticas de óxido en superficies externas como un fallo. La experiencia señala que cualquier problema serio de corrosión aparece con mayor probabilidad durante los dos o tres primeros años de servicio.

(10) En ciertos ambientes agresivos, algunos grados de acero inoxidable serán susceptibles a ataques de carácter localizado. En el apartado A.2 se describen seis posibles mecanismos de corrosión, aunque solamente la corrosión por picaduras, la corrosión en hendiduras y la corrosión bimetálica suelen encontrarse en edificación.

A.2 Tipos de corrosión

A.2.1 Corrosión por picaduras

(1) La corrosión por picaduras es un tipo de corrosión localizada que puede producirse en determinados ambientes, especialmente en aquellos que contengan iones cloruro. La corrosión por picaduras se produce porque los iones cloruro penetran la capa pasivante en los puntos más débiles. Esto hace que se forme un elemento local con el área penetrada actuando como ánodo y la capa pasivante que rodea actuando como cátodo. Dado que el área del ánodo es menor que la del cátodo, la densidad llega a ser muy alta y por consiguiente ello hace que sea alta la velocidad de corrosión sobre la superficie del ánodo.

(2) En la mayoría de aplicaciones estructurales, la corrosión por picaduras no es muy grande y puede aceptarse, ya que la reducción de sección en el elemento es prácticamente despreciable. Sin embargo, los productos corrosivos pueden manchar los rasgos arquitectónicos. En estructuras de servicios tales como canalizaciones, tuberías y contenedores la tolerancia respecto a la corrosión por picaduras debería ser menor. Si existe un riesgo conocido de corrosión por picadura debería seleccionarse un grado adecuado de acero inoxidable, que generalmente tendrá un contenido más elevado de aleación que incluya adiciones de molibdeno.

A.2.2 Corrosión en hendiduras

(1) La corrosión en hendiduras es un tipo de corrosión localizada que se inicia a causa de los diferentes niveles de oxígeno entre las hendiduras y las zonas expuestas. No suele ser muy problemática excepto en soluciones estancas en las que puede producirse una concentración de cloruros. La severidad de la corrosión en hendiduras depende, en gran medida, de su geometría: cuanto más estrecha y profunda sea la hendidura más severa será la corrosión.

(2) Las hendiduras suelen producirse habitualmente entre las arandelas y las tuercas o alrededor de la zona roscada o la espiga de un tornillo. También pueden aparecer hendiduras en las soldaduras con falta de penetración y bajo depósitos en la superficie del acero. En principio, la corrosión por picaduras y la corrosión en hendiduras son fenómenos similares, pero los ataques por corrosión empiezan más fácilmente en una hendidura que en una superficie libre.

A.2.3 Corrosión bimetálica

(1) La corrosión bimetálica suele ocurrir cuando hay diferentes metales en contacto eléctrico por medio de un electrolito, incluyendo el agua de lluvia, la condensación etc. Si fluye una corriente eléctrica entre ambos el metal menos noble (el ánodo) corroe a una velocidad más rápida que la que habría ocurrido si los metales no estuvieran en contacto.

(2) La velocidad de corrosión depende también de las áreas relativas de los metales en contacto, de la temperatura y de la composición del electrolito. En particular, cuanto mayor sea el área del cátodo en relación con la del ánodo, mayor es la velocidad del ataque. Las relaciones de área perjudiciales se suelen producir en los elementos de fijación y las uniones.

(3) El empleo de tornillos de acero al carbono en elementos de acero inoxidable debería evitarse ya que la relación entre las áreas de acero inoxidable y de acero al carbono es grande y los tornillos estarán sometidos a un ataque agresivo. Por el contrario, la velocidad de ataque de un elemento de acero al carbono por un tornillo de acero inoxidable es mucho más lenta. Es generalmente útil apoyarse en experiencias previas en ambientes similares ya que diferentes metales pueden trabajar a menudo conjuntamente de manera segura bajo condiciones de condensación o humedad ocasional sin efectos adversos, especialmente cuando la conductividad del electrolito es baja.

(4) La predicción de estos efectos es difícil ya que la velocidad de corrosión se determina a partir de una serie de variables de cierta complejidad. El empleo de tablas ignora la presencia de películas superficiales de óxido y los efectos de las relaciones de áreas y las diferencias en la química de los electrolitos. Como resultado de ello, el empleo no bien fundado de estas tablas puede llevar a resultados erróneos. Por consiguiente, dichas tablas deberían utilizarse de manera cuidadosa y solamente para evaluaciones iniciales.

(5) Los aceros inoxidables austeníticos forman generalmente el cátodo en un enlace bimetálico y, por ello, no sufren corrosión. El contacto con cobre es una excepción a lo anterior y debería en general evitarse, excepto en condiciones favorables. El contacto entre aceros inoxidables austeníticos y cinc o aluminio puede dar lugar a una corrosión adicional de los últimos dos metales. Es poco probable que el efecto de dicha corrosión sea significativo desde un punto de vista estructural; no obstante, el polvo blanco/gris resultante podría considerarse antiestético.

(6) La corrosión bimetálica puede prevenirse evitando el contacto con el agua en el lugar de contacto entre los dos metales (por ejemplo pintando o poniendo una cinta adhesiva sobre la unión) o, preferentemente, aislando eléctricamente los dos metales (por ejemplo pintando las superficies de contacto de los diferentes metales). Las uniones atornilladas pueden aislarse con plásticos no conductivos o con juntas de goma y arandelas y forros de nilón o de teflón. Este sistema consume tiempo al realizarlo en obra. Además no es normalmente factible estipular el nivel necesario de zonas de inspección para comprobar que todas las arandelas y forros han sido instalados correctamente.

A.2.4 Fisuración por corrosión bajo tensión

(1) El desarrollo de la corrosión bajo tensión requiere la presencia simultánea de tensiones de tracción y de factores ambientales específicos que difícilmente se encuentran en condiciones ambientales normales de edificación. Las tensiones no necesitan ser altas en relación con el límite elástico del material. Dichas tensiones podrían ser debidas a cargas o a tensiones residuales de los procesos de fabricación tales como la soldadura o el conformado. Debería prestarse atención al empleo de elementos estructurales de acero inoxidable con tensiones residuales elevadas (como las ocasionadas por el trabajado en frío) en ambientes ricos en cloruros tales como piscinas o estructuras marinas o marítimas, incluyendo plataformas offshore (véase punto (10) del apartado A.4.1).

(2) La probabilidad de la fisuración por corrosión bajo tensión aumenta con el incremento de la tensión de tracción y con el incremento de la temperatura. En aceros inoxidables austeníticos cromo-níquel, el níquel es el elemento de aleación que reduce de manera más contundente la sensibilidad a la fisuración por corrosión bajo tensión.

A.2.5 Corrosión generalizada

(1) La corrosión generalizada es mucho menos severa en aceros inoxidables que en otros grados de acero.

(2) Este tipo de corrosión no es un problema en los grados de acero inoxidable utilizados habitualmente en edificación convencional. Pueden consultarse tablas en los prospectos de los fabricantes; como alternativa debería solicitarse consejo a un ingeniero especialista en corrosión, especialmente si el acero inoxidable va a estar en contacto con sustancias químicas.

A.2.6 Ataque intergranular y degradación por soldadura

(1) Cuando los aceros inoxidables se someten a prolongados períodos de calentamiento a temperaturas entre 450 °C y 850 °C, el carbono presente en el acero es arrastrado hacia los bordes del grano precipitando como carburo de cromo. Ello hace que el cromo desparezca de la microestructura y produzca un bajo contenido en cromo alrededor borde del grano. En estas condiciones se dice que el acero queda "sensitizado".

(2) Los bordes del grano se convierten en un objetivo preferente en una exposición posterior a un ambiente corrosivo. Cuando este fenómeno se produce en una zona afectada por el calor de una soldadura se conoce como "degradación por soldadura".

(3) Existen tres vías para evitar la corrosión intergranular:

- utilizar aceros con un bajo contenido en carbono;
- utilizar aceros estabilizados con titanio o niobio, porque estos elementos se combinan preferentemente con el carbono para formar compuestos estables, reduciéndose de este modo el riesgo de formación de carburo de cromo;
- utilizar tratamientos térmicos, sin embargo este método es raramente empleado en la práctica.

(4) Los grados con bajo contenido en carbono (alrededor del 0,03%) no sufren corrosión intergranular en el área soldada después de los procesos de soldadura apropiados.

A.3 Niveles de riesgo

(1) El nivel de riesgo depende de los materiales, la configuración y las condiciones ambientales. Puede distinguirse entre tres niveles de riesgo tal como sigue:

- Nivel 1 de riesgo: Durante una vida útil de 50 años, solamente se produce un ataque al acabado superficial (micro-picaduras). El mantenimiento no es necesario para la integridad estructural, pero podría requerirse para mantener la apariencia original. La mayoría de los aceros inoxidables comunes cumplirán con este requisito para condiciones de corrosión atmosférica suaves o moderadamente agresivas.
- Nivel 2 de riesgo: Riesgo de ataque por corrosión por picaduras o corrosión en hendiduras, causando pérdida de sección o penetración, que podría requerir inspección o reparación por razones de agotamiento estructural o pérdida de estanqueidad durante una vida útil de 50 años. Ello es pertinente para una exposición atmosférica que incluya atmósferas contaminadas químicamente de ambientes marinos y ambientes industriales pesados, o para aquellos edificios interiores asociados con determinados procesos y operaciones.
- Nivel 3 de riesgo: Riesgo de ataque localizado por sustancias agresivas (por ejemplo depósitos de ácido clorhídrico o cinc líquido) que pueden causar pérdida de integridad estructural a través de los mecanismos de fisuración localizada (por ejemplo fisuración por corrosión bajo tensión o corrosión intergranular). La vida de proyecto y las frecuencias de inspección se determinan por la combinación de la selección de los materiales y la severidad y probabilidad de exposición a sustancias agresivas. Ello es pertinente para exposiciones en ambientes específicos tales como los que se encuentran sobre determinadas piscinas cerradas, donde pueden generarse depósitos agresivos con concentraciones altas de cloruros. También se aplica si hay un riesgo de incendio en estructuras que contienen componentes galvanizados o componentes metálicos con baño de cinc. En caso de incendio el cinc líquido no debería gotear sobre el acero inoxidable.

(2) Aunque pueda ofrecerse una guía general sobre la elección de materiales para los niveles de riesgo 1 y 2, en el caso del nivel 3 es esencial buscar el asesoramiento de un experto.

A.4 Selección de materiales

A.4.1 Generalidades

(1) La selección del grado más adecuado de acero inoxidable debería tener en cuenta el ambiente de la aplicación, el proceso de fabricación, la capacidad para trabajar el material, el acabado superficial y el mantenimiento de la estructura. Aunque los aceros inoxidables tienen requisitos de mantenimiento bajos, cuando se seleccione un material para su empleo en un ambiente corrosivo es necesario llevar a cabo un estudio detallado en proyecto para su resistencia a corrosión.

(2) Debería hacerse especial hincapié, a lo largo de la vida útil de la estructura, sobre los siguientes riesgos:

- fisuración por corrosión bajo tensión;
- corrosión en hendiduras;
- corrosión galvánica;
- picaduras;
- manchas;
- pérdida de espesor.

(3) El primer paso es caracterizar el ambiente de servicio. La capacidad de corrosión de un determinado ambiente está gobernada por un número de variables tales como la humedad, la temperatura del aire, la presencia de sustancias químicas y su concentración, el contenido en oxígeno, etc. No puede producirse corrosión si no hay presencia de humedad. Por ejemplo, los edificios climatizados y ventilados pueden clasificarse como secos, y es improbable que la corrosión ocurra en estos ambientes. El riesgo de condensación es mayor en áreas tales como cocinas y lavanderías. Las zonas costeras son muy corrosivas debido a la presencia de altas concentraciones de iones cloruro en el aire, por tanto las estructuras expuestas al aire marino son particularmente propensas al ataque por corrosión.

(4) Una vez caracterizado el ambiente general, es necesario tener en cuenta el efecto de los alrededores inmediatos del acero inoxidable (por ejemplo, elementos y sustancias con los que es probable que entre en contacto el material). La condición de la superficie, la temperatura del acero y la tensión de servicio pueden ser también parámetros importantes.

(5) Deberían considerarse entonces las propiedades mecánicas y la influencia del tipo de carga, incluyendo las cargas de servicio, cargas cíclicas, vibraciones, la acción sísmica y otras. Podría ser necesario cuantificar los efectos de los ciclos de calentamiento y enfriamiento. También es necesario considerar en la selección final la facilidad de fabricación, la disponibilidad de formas de productos, los acabados superficiales y los costes.

(6) Para evaluar la idoneidad de los grados es bueno referirse a la experiencia de aceros inoxidables en aplicaciones y ambientes similares. Para condiciones atmosféricas, la tabla A24.A.1 da pautas para la selección de los grados adecuados desde el punto de vista de la corrosión.

(7) Además de la clasificación de los aceros inoxidables según sus condiciones atmosféricas, tal y como se presenta en la tabla A24.A.1, es también necesario hacer distinción entre:

- aplicaciones con acabado superficial: en las que la principal consideración para la elección del material es mantener la apariencia durante la vida del producto [en este caso es necesario distinguir entre aplicaciones interiores o exteriores];
- aplicaciones estructurales: en las que las propiedades mecánicas son la principal consideración.

(8) En el caso de aplicaciones con acabado superficial, es necesario no solo tener en cuenta la atmósfera ambiental, sino también la ubicación de las piezas y la posibilidad de limpieza natural mediante agentes meteorológicos. Si las piezas están ubicadas bajo cobijo (tal como cubiertas) tienen que limpiarse más a menudo.

(9) En el caso de aplicaciones estructurales en las que las propiedades mecánicas sean esenciales, la mayoría de las atmósferas naturales no tienen efectos perjudiciales sobre los aceros inoxidables.

(10) Ciertos aceros inoxidables son adecuados para muchas aplicaciones en piscinas interiores y exteriores. Para elementos con capacidad portante en atmósferas que contengan cloruros que no puedan limpiarse regularmente (por ejemplo en techos suspendidos sobre piscinas) deberían utilizarse los siguientes grados:

- Agua de piscina con un contenido $\leq 250 \text{ mg/l}$ de iones cloruro: 1.4539, 1.4529, 1.4547, 1.4565.
- Agua de piscina con un contenido $> 250 \text{ mg/l}$ de iones cloruro: 1.4529, 1.4547, 1.4565.

NOTA: Pueden utilizarse también otros grados alternativos que muestren tener resistencias equivalentes a la fisuración por corrosión bajo tensión en este tipo de atmósferas.

(11) Debería solicitarse siempre consejo de un experto para aplicaciones más especiales, tales como acero inoxidable en contacto con, o inmerso en, sustancias químicas.

Tabla A24.A.1 Grados recomendados de acero inoxidable para condiciones atmosféricas

Grado de acero según la serie de normas UNE-EN 10088	Tipo de ambiente y categoría de corrosión											
	Rural			Urbano			Industrial			Marino		
	Baja	Media	Alta	Baja	Media	Alta	Baja	Media	Alta	Baja	Media	Alta
1.4003 1.4016	Y ¹	X	X	Y ¹	X	X	X	X	X	X	X	X
1.4301 1.4311 1.4541 1.4318	Y	Y	Y	Y	Y	(Y)	(Y)	(Y)	X	Y	(Y)	X
1.4362 1.4401 1.4404 1.4406 1.4571	O	O	O	O	Y	Y	Y	Y	(Y)	Y	Y	(Y)
1.4439 1.4462 1.4529 1.4539	O	O	O	O	O	O	O	O	Y	O	O	Y

Condiciones de corrosión:

Baja: Condiciones de corrosión mínimas para el tipo de ambiente. Por ejemplo casos atenuados por una baja humedad o por bajas temperaturas.

Media: Condiciones consideradas típicas para el tipo de ambiente.

Alta: Corrosión susceptible de ser superior a la típica para el tipo de ambiente, incrementada, por ejemplo, por una humedad alta persistente, temperaturas elevadas, o agentes contaminantes de aire particularmente agresivos.

Clave:

O Potencialmente sobreestimado desde el punto de vista de resistencia a la corrosión.

Y Probablemente la mejor elección entre resistencia a corrosión y coste.

Y¹ Solamente para aplicaciones interiores. Debería evitarse el empleo de aceros inoxidables ferríticos en aplicaciones con acabado superficial.

X Susceptible de sufrir una corrosión excesiva.

(Y) Se puede considerar siempre que se tomen las precauciones adecuadas (es decir, se especifique una superficie relativamente lisa y se realice regularmente un lavado).

A.4.2 Tornillos

(1) Según la norma UNE-EN ISO 3506-1, para material de tornillos:

- A2 es equivalente en términos de su resistencia a la corrosión a 1.4301;
- A3 es equivalente en términos de su resistencia a la corrosión a 1.4541;
- A4 es equivalente en términos de su resistencia a la corrosión a 1.4401 y 1.4404;
- A5 es equivalente en términos de su resistencia a la corrosión a 1.4571.

El grado A1 es de menor resistencia a la corrosión y no debería utilizarse para tornillos.

(2) En el caso de grados de acero 1.4439, 1.4539, 1.4529 y 1.4462, deberían utilizarse tornillos de uno de estos grados de acero para alcanzar la misma resistencia a la corrosión.

(3) Se debería tener cuidado al utilizar aceros inoxidables para fijaciones no mecanizadas. La adición de sulfuro en la composición de estos aceros (como el grado austenítico 1.4305) les hace más susceptibles a la corrosión, especialmente en ambientes industriales y marinos.

A.5 Diseño para el control de la corrosión

(1) La medida más importante para evitar los problemas de corrosión es seleccionar un grado adecuado de acero inoxidable con los procedimientos de fabricación idóneos para el ambiente previsto. Sin embargo, incluso tras la especificación de un determinado acero, es necesario plantear cuidadosamente los detalles constructivos adecuados para alcanzar toda su potencial resistencia a la corrosión.

(2) En lista de comprobaciones que se presenta a continuación, algunos puntos podrían no dar lugar al mejor detalle constructivo desde el punto de vista de la resistencia estructural, y algunos otros no están concebidos para su uso en todo tipo de ambientes. En particular, muchos de ellos no serían necesarios en ambientes poco corrosivos o en las que se efectúa un mantenimiento con regularidad.

(3) Debería alcanzarse un equilibrio entre el empleo de soldadura y tornillos para asegurar un comportamiento óptimo frente a la corrosión con una distorsión por soldadura mínima. Deberían considerarse los siguientes puntos:

a) Prevención de la acumulación de suciedad, véase la figura A24.A.1:

- orientando los angulares y los perfiles en U para minimizar la retención de suciedad,
- proyectando bajantes con un tamaño suficiente para que evite su obturación,
- evitando superficies horizontales,
- dando una pequeña pendiente a las cartelas que nominalmente queden en un plano horizontal,
- empleando secciones circulares huecas (tubulares) y barras [tubos sellados con gas seco o aire cuando hay riesgo de formación de condensaciones perjudiciales],
- especificando acabados lisos ($R_a \leq 0,5 \mu\text{m}$ es un valor adecuado para aplicaciones exteriores).

b) Prevención de las hendiduras, véase la figura A24.A.2:

- empleando uniones soldadas antes que uniones atornilladas,
- empleando soldaduras de cierre o rellenándolas con material inerte,
- preferiblemente, perfilando o preparando las soldaduras,
- prevención de incrustaciones biológicas [se destaca que la cloración del agua puede causar picadura].

- c) Reducción de la posibilidad de fisuración por corrosión bajo tensión en aquellos ambientes específicos en los que se pueda producir:
- minimizando las tensiones de fabricación mediante una cuidadosa elección de la secuencia de soldadura,
 - *shot peening* [no utilizar granalla de hierro o acero].
- d) Las soldaduras deberían limpiarse siempre para restablecer la resistencia a la corrosión. La posibilidad de la corrosión por picaduras se reduce:
- eliminando las salpicaduras de la soldadura,
 - limpiando con un cepillo de hilos de acero inoxidable o decapando el acero inoxidable para eliminar los productos de soldadura no deseados [deberían eliminarse los reactivos fuertemente oxidantes con contenidos de cloruros tales como el cloruro férrico. Si no, debería utilizarse un baño o una pasta de decapado contenido ambos una mezcla de ácido nítrico y ácido fluorhídrico. Después del decapado debería llevarse a cabo un lavado con agua],
 - evitando la captación de partículas de acero al carbono [por ejemplo utilizar áreas de trabajo y herramientas que estén dedicadas al acero inoxidable],
 - siguiendo un programa de mantenimiento adecuado.
- e) Reducción de la posibilidad de la corrosión bimetálica mediante:
- aislamiento eléctrico;
 - empleando pinturas de modo apropiado;
 - minimizando los períodos húmedos.
- f) Reducción de la posibilidad del ataque por cinc fundido con el fin de evitar la fragilización espontánea.

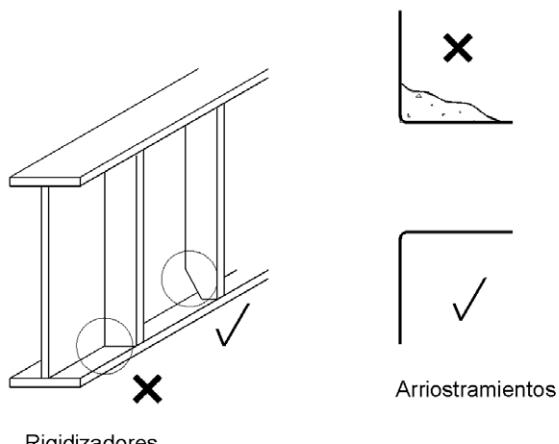
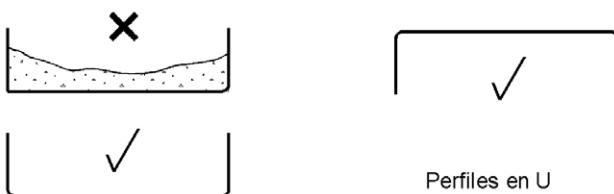


Figura A24.A.1 Prevención de la acumulación de suciedad

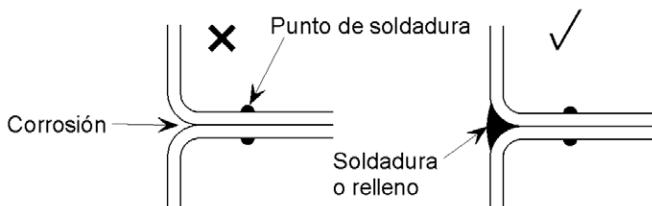


Figura A24.A.2 Prevención de las hendiduras

A.6 Uniones

A.6.1 Generalidades

- (1) El dimensionamiento de uniones requiere un cuidado especial para mantener una resistencia a la corrosión óptima.
- (2) Esto es especialmente cierto en aquellas uniones que pueden humedecerse por las condiciones meteorológicas, inmersión, condensación o por otras causas. Debería estudiarse la ubicación de las uniones de manera que estuvieran lejos de la fuente de humedad, para evitar o reducir los problemas de corrosión asociados. Como alternativa, puede ser posible eliminar el origen de la humedad; por ejemplo en el caso de condensaciones mediante una ventilación adecuada, o asegurando que la temperatura ambiente dentro de la estructura se sitúe por encima de la temperatura de rocío.
- (3) Si no es factible evitar que se humedezca una conexión en la que estén presentes acero al carbono y acero inoxidable, debería considerarse la posibilidad de evitar la corrosión galvánica.
- (4) Las cargas y los efectos de la corrosión en condiciones de servicio deberían determinarse y registrarse tan completa y exactamente como sea posible.

A.6.2 Uniones atornilladas

- (1) Debería evitarse siempre el empleo de tornillos de acero al carbono con elementos estructurales de acero inoxidable. En uniones atornilladas que pudieran presentar un nivel inaceptable de corrosión, se debería aislar eléctricamente el acero al carbono de los elementos de acero inoxidable. Esto generalmente conlleva el empleo de arandelas aislantes y posiblemente forros no metálicos. En la figura A24.A.3 se presenta un detalle típico adecuado. El material utilizado para el aislamiento debería ser suficientemente robusto para evitar que el acero al carbono y el acero inoxidable entren en contacto en servicio.
- (2) Para evitar la corrosión en hendiduras en las uniones atornilladas se debería tener cuidado al seleccionar los materiales adecuados para el ambiente que se prevea.
- (3) Los tornillos deberían ser como mínimo tan resistentes a la corrosión a largo plazo en condiciones de servicio como las partes a unir.
- (4) Todas las uniones atornilladas deberían ser lisas y sin ningún hueco entre las partes unidas.
- (5) Excepto en el caso de uniones en las que intervengan aceros al carbono e inoxidables, deberían evitarse capas intermedias que tengan que transmitir cargas en la unión.
- (6) Deberían emplearse arandelas de diámetro mayor que las utilizadas para acero al carbono.

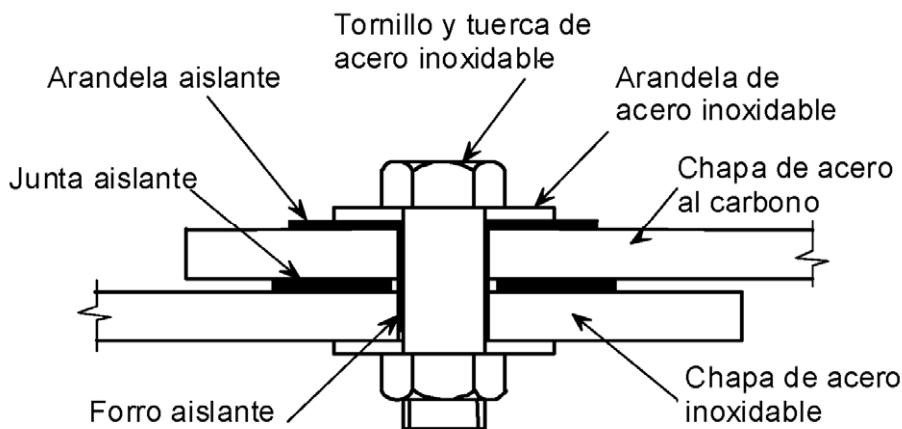


Figura A24.A.3 Prevención de la corrosión galvánica al conectar materiales distintos

A.6.3 Uniones soldadas

- (1) Para uniones soldadas en que incluyan aceros al carbono e inoxidables se recomienda, en general, que cualquier sistema de pintura aplicado al acero al carbono se extienda sobre la soldadura y cubra un área del acero inoxidable si la unión está potencialmente sometida a corrosión.
- (2) Las propiedades del metal de base podrían alterarse por la soldadura, reduciéndose de este modo la resistencia a la corrosión. Ello es conocido como degradación por soldadura. El ciclo de calentamiento y enfriamiento asociado a la soldadura afecta a la microestructura de todos los aceros inoxidables, aunque algunos se ven más afectados que otros. Esto es particularmente importante para materiales austenítico-ferríticos. Por tanto, es esencial emplear procedimientos de soldadura y consumibles adecuados y que la soldadura se ejecute por soldadores cualificados.
- (3) No deberían emplearse soldaduras a tope con penetración parcial en ambientes fuertemente contaminados o en ambientes marinos agresivos. No deberían emplearse soldaduras intermitentes donde se pueda producir corrosión en hendiduras.

APÉNDICE B. Recomendaciones para el acero inoxidable en la condición de endurecido mecánico por trabajado

B.1 Generalidades

(1) Este apéndice proporciona reglas para el empleo del acero inoxidable en la condición de endurecido por trabajado tanto por laminado en frío como por el proceso de fabricación del elemento estructural, o una combinación de ambos.

(2) Las reglas son aplicables solamente si se mantienen las propiedades durante la fabricación y ejecución de la estructura y durante la vida útil de la misma. No deberían realizarse procesos de soldadura o tratamientos térmicos de los productos a menos que pueda demostrarse mediante ensayos, de acuerdo con el apartado 7, que la ejecución de la estructura no reducirá las propiedades mecánicas por debajo de los valores a adoptar.

B.2 Endurecimiento por trabajado por laminado en frío

(1) Para material suministrado en las condiciones de trabajado en frío especificadas en la serie de normas UNE-EN 10088, pueden adoptarse valores nominales más altos del límite elástico f_y y de la resistencia última a tracción f_u . La resistencia última dada en la serie de normas UNE-EN 10088 puede tomarse como la resistencia característica, véase la tabla A24.B.1. El límite elástico en la tabla A24.B.1 puede utilizarse como resistencia característica siempre que esté garantizado por el fabricante.

(2) Las reglas de cálculo dadas en esta norma son aplicables a materiales hasta los grados C700 y CP350. Para grados superiores, el cálculo debería realizarse mediante ensayos según el apartado 7, excepto cuando la resistencia de la sección transversal sin inestabilidad local o global pueda calcularse de acuerdo con el apartado 5 para secciones transversales de clases 1, 2 y 3.

Tabla A24.B.1 Valores nominales del límite elástico f_y y de la resistencia última a tracción f_u para aceros inoxidables estructurales trabajados en frío según la serie de normas UNE-EN 10088

Grado de acero inoxidable	Límite elástico convencional correspondiente al 0,2% en la condición de trabajado en frío	f_y N/mm ²	Resistencia a tracción en la condición de trabajado en frío	f_u N/mm ²
Aceros austeníticos	CP350 CP500 CP700	350 500 700	C700	700
			C850	850
			C1000	1000

B.3 Endurecimiento por trabajado por fabricación

(1) El endurecimiento por trabajado durante la fabricación de los componentes estructurales puede utilizarse en el cálculo siempre que el efecto del endurecimiento se haya verificado mediante ensayos a escala real de acuerdo con el apartado 7.

(2) Para el cálculo de uniones que no forman parte de los ensayos a escala real, deberían emplearse los valores nominales de la resistencia.

APÉNDICE C. Recomendaciones para la modelización del comportamiento del material

C.1 Generalidades

(1) Este apéndice proporciona una guía para realizar un modelo del comportamiento del material.

C.2 Propiedades del material

(1) En los cálculos mediante elementos finitos deberían utilizarse los valores característicos de las propiedades del material E , f_y y f_u . Las reglas para el cálculo mediante el método de los elementos finitos se dan en el Apéndice C informativo del Anejo 25 del Código Estructural.

(2) Dependiendo de la precisión requerida y de las deformaciones máximas alcanzadas, pueden utilizarse las siguientes aproximaciones para la modelización del comportamiento del material:

a) curva tensión-deformación con endurecimiento por deformación calculada del modo siguiente:

$$\varepsilon = \begin{cases} \frac{\sigma}{E} + 0,002 \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^n & \text{para } \sigma \leq f_y \\ 0,002 + \frac{f_y}{E} + \frac{\sigma - f_y}{E_y} + \varepsilon_u \left(\frac{\sigma - f_y}{f_u - f_y} \right)^m & \text{para } f_y < \sigma \leq f_u \end{cases} \quad (\text{C.1})$$

donde:

n es un coeficiente definido como $n = \frac{\ln(20)}{\ln(f_y/R_{p0,01})}$

en el cual $R_{p0,01}$ es la tensión correspondiente a una deformación remanente de 0,01%.

n puede tomarse de la tabla A24.4.1 o puede calcularse a partir de propiedades medidas.

E_y es el módulo tangente de la curva tensión-deformación en el límite elástico definido como:

$$E_y = \frac{E}{1 + 0,002n} \frac{E}{f_y}$$

ε_u es la deformación última, correspondiente a la resistencia última f_u , donde puede obtenerse mediante la aproximación:

$\varepsilon_u = 1 - \frac{f_y}{f_u}$ siendo $\varepsilon_u \leq A$ donde A es la elongación después de la rotura, definida en la serie de normas UNE-EN 10088.

m es un coeficiente que puede determinarse como $m = 1 + 3,5 \frac{f_y}{f_u}$

b) curva tensión-deformación calculada como en el punto a) anterior, a partir de propiedades medidas;

c) curva tensión-deformación real calculada a partir de una curva tension-deformación medida, del modo siguiente:

$$\sigma_{\text{true}} = \sigma(1 + \varepsilon) \quad (\text{C.2})$$

$$\varepsilon_{\text{true}} = \ln(1 + \varepsilon)$$

ANEJO 25

Proyecto de estructuras de acero. Placas planas cargadas en su plano

1 INTRODUCCIÓN.

- 1.1 ALCANCE.
- 1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA.
- 1.3 TÉRMINOS Y DEFINICIONES.
 - 1.3.1 *Tensión crítica elástica.*
 - 1.3.2 *Tensión de membrana.*
 - 1.3.3 *Sección bruta .*
 - 1.3.4 *Sección transversal eficaz y ancho eficaz.*
 - 1.3.5 *Estructura de chapas.*
 - 1.3.6 *Rigidizador.*
 - 1.3.7 *Chapa rigidizada.*
 - 1.3.8 *Subpanel.*
 - 1.3.9 *Viga híbrida.*
 - 1.3.10 *Convenio de signos.*
- 1.4 NOTACIONES.

2 BASES DE CÁLCULO Y MODELIZACIÓN.

- 2.1 GENERALIDADES.
- 2.2 MODELOS DE ANCHO EFICAZ PARA EL ANÁLISIS GLOBAL.
- 2.3 EFECTOS DE ABOLLADURA EN CHAPAS EN ELEMENTOS UNIFORMES.
- 2.4 MÉTODO DE LA TENSIÓN REDUCIDA.
- 2.5 ELEMENTOS NO UNIFORMES.
- 2.6 ELEMENTOS CON ALMAS CORRUGADAS.

3 EFECTOS DEL ARRASTRE POR CORTANTE EN EL CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

- 3.1 GENERALIDADES.
- 3.2 ANCHO EFICAZ^s DE ARRASTRE POR CORTANTE BAJO CONDICIONES ELÁSTICAS.
 - 3.2.1 *Ancho eficaz^s.*
 - 3.2.2 *Distribución de tensiones debido al arrastre por cortante.*
 - 3.2.3 *Efectos de cargas contenidas en su propio plano.*
- 3.3 ARRASTRE POR CORTANTE EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO .

4 EFECTOS DE LA ABOLLADURA DE CHAPA DEBIDA A TENSIONES NORMALES EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.

- 4.1 GENERALIDADES.
- 4.2 RESISTENCIA A TENSIONES NORMALES.
- 4.3 SECCIÓN TRANSVERSAL EFICAZ.
- 4.4 ELEMENTOS DE CHAPA SIN RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.
- 4.5 ELEMENTOS DE CHAPA RIGIDIZADOS CON RIGIDIZADORES LONGITUDINALES .
 - 4.5.1 *Generalidades.*
 - 4.5.2 *Comportamiento tipo chapa.*
 - 4.5.3 *Comportamiento del pandeo tipo columna.*
 - 4.5.4 *Interacción entre abolladura de chapa y pandeo tipo columna.*
- 4.6 COMPROBACIÓN.

5 RESISTENCIA A CORTANTE.

- 5.1 GENERALIDADES .

-
- 5.2 RESISTENCIA DE CÁLCULO.
 - 5.3 CONTRIBUCIÓN DEL ALMA.
 - 5.4 CONTRIBUCIÓN DE LAS ALAS.
 - 5.5 COMPROBACIÓN.

6 RESISTENCIA A CARGAS CONCENTRADAS TRANSVERSALES.

- 6.1 GENERALIDADES .
- 6.2 RESISTENCIA DE CÁLCULO.
- 6.3 LONGITUD DE APOYO RÍGIDO.
- 6.4 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN ~~XX~~ DE LA LONGITUD EFECTIVA PARA LA RESISTENCIA.
- 6.5 LONGITUD EFECTIVA DE CARGA.
- 6.6 COMPROBACIÓN.

7 INTERACCIÓN.

- 7.1 INTERACCIÓN ENTRE CORTANTE, MOMENTO FLECTOR Y AXIL.
- 7.2 INTERACCIÓN ENTRE CARGA CONCENTRADA TRANSVERSAL, MOMENTO FLECTOR Y AXIL.

8 ABOLLADURA DEL ALMA INDUCIDA POR EL ALA COMPRIMIDA.

9 RIGIDIZADORES.

- 9.1 GENERALIDADES.
- 9.2 TENSIONES NORMALES.
 - 9.2.1 *Requisitos mínimos para los rigidizadores transversales.*
 - 9.2.2 *Requisitos mínimos para los rigidizadores longitudinales.*
 - 9.2.3 *Chapas soldadas.*
 - 9.2.4 *Cortes en los rigidizadores.*
- 9.3 CORTANTE.
 - 9.3.1 *Extremo rígido.*
 - 9.3.2 *Rigidizadores actuando como extremos no rígidos .*
 - 9.3.3 *Rigidizadores transversales intermedios.*
 - 9.3.4 *Rigidizadores longitudinales.*
 - 9.3.5 *Soldaduras.*
- 9.4 CARGAS TRANSVERSALES CONCENTRADAS.

10 MÉTODO DE LAS TENSIONES REDUCIDAS.

APÉNDICE A– RECOMENDACIONES PARA EL CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN PARA CHAPAS RIGIDIZADAS.

- A.1 CHAPA ORTÓTROPA EQUIVALENTE.
- A.2 ABOLLADURA CRÍTICA EN CHAPAS CON UNO O DOS RIGIDIZADORES EN LA ZONA COMPRIMIDA.
 - A.2.1 *Procedimiento general.*
 - A.2.2 *Modelo simplificado de columna ficticia coaccionada por la chapa.*

APÉNDICE B – RECOMENDACIONES PARA LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NO UNIFORMES 1327

- B.1 GENERALIDADES.
- B.2 INTERACCIÓN ENTRE ABOLLADURA DE CHAPA Y PANDEO LATERAL DE TORSIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

APÉNDICE C– RECOMENDACIONES PARA EL CÁLCULO POR MÉTODOS DE LOS ELEMENTOS FINITOS (EF).

- C.1 GENERALIDADES.
- C.2 USO.
- C.3 MODELIZACIÓN.
- C.4 ELECCIÓN DEL PROGRAMA DE CÁLCULO Y LA DOCUMENTACIÓN.
- C.5 USO DE LAS IMPERFECCIONES.
- C.6 PROPIEDADES DEL MATERIAL.
- C.7 CARGAS.
- C.8 CRITERIO DE ESTADO LÍMITE.
- C.9 COEFICIENTES PARCIALES.

APÉNDICE D – RECOMENDACIONES PARA LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON ALMAS CORRUGADAS.

- D.1 GENERALIDADES.
- D.2 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.
 - D.2.1 *Resistencia a flexión.*
 - D.2.2 *Resistencia a cortante.*
 - D.2.3 *Requisitos para los extremos con rigidizadores.*

APÉNDICE E–MÉTODOS ALTERNATIVOS RECOMENDADOS PARA DETERMINAR LAS SECCIONES EFICACES.

- E.1 ÁREAS EFICACES PARA NIVELES DE TENSIÓN POR DEBAJO DEL LÍMITE ELÁSTICO.
- E.2 ÁREAS EFICACES PARA RIGIDEZ.

1 Introducción

1.1 Alcance

(1) Este anexo define los criterios de cálculo necesarios para el diseño de chapas rigidizadas y no rigidizadas cargadas en su propio plano.

(2) Estos criterios incluyen los efectos de arrastre por cortante, los efectos de cargas en su propio plano y los efectos producidos por la abolladura en chapas de vigas de sección en I y de tipo cajón. Están incluidas las chapas sometidas a cargas en su propio plano. No se incluyen los efectos de las cargas que actúan fuera del plano de las chapas.

NOTA1: Los requisitos de este apartado complementan las directrices aplicadas a las secciones de Clase 1, 2, 3 y 4. Véase Anejo 22 del Código Estructural.

NOTA 2: En el caso de chapas esbeltas sometidas a una tensión repetitiva normal y/o tangencial y también a fatiga debida a la flexión fuera del plano de la chapa, véase el Anejo 29 del Código Estructural.

NOTA 3: Para los efectos producidos por las cargas aplicadas fuera del plano de la chapa y para los casos que resultan de la combinación de los efectos producidos por las cargas aplicadas dentro y fuera de dicho plano, véase el Anejo 29 del Código Estructural.

NOTA 4: Las chapas aisladas serán consideradas como planas cuando el radio de curvatura r cumple:

$$r \geq \frac{a^2}{t} \quad (1.1)$$

donde:

a es el ancho del panel

t es el espesor de la chapa

1.2 Normativa de referencia

Las normas citadas en este anexo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

1.3 Términos y definiciones

Dentro del ámbito de esta norma, se aplican los siguientes términos y definiciones:

1.3.1 Tensión crítica elástica

Tensión en un elemento a la cual éste llega a ser inestable cuando sufre una pequeña deformación, según la teoría de la elasticidad de una estructura ideal.

1.3.2 Tensión de membrana

Tensión en el plano medio de la chapa.

1.3.3 Sección bruta

Área total de la sección transversal de un elemento estructural, excluyendo los rigidizadores longitudinales discontinuos.

1.3.4 Sección transversal eficaz y ancho eficaz

Sección reducida o ancho reducido por los efectos de la abolladura de la chapa y/o arrastre por cortante. A fin de distinguir entre los efectos de abolladura, arrastre por cortante y la combinación de ambas, el significado de "eficaz" es el siguiente:

"eficaz^p" para los efectos de abolladura de la chapa,

"eficaz^s" para los efectos del arrastre por cortante,

"eficaz" para los efectos combinados de abolladura de la chapa y de arrastre por cortante.

1.3.5 Estructura de chapas

Estructura confeccionada a partir de chapas planas ensambladas; las chapas pueden estar o no rigidizadas.

1.3.6 Rigidizador

Chapa o perfil conectado a otra chapa con el propósito de prevenir la abolladura de la misma o reforzarla. Un rigidizador puede ser:

Longitudinal si su dirección es paralela a la del elemento a reforzar;

Transversal si su dirección es perpendicular a la del elemento a reforzar.

1.3.7 Chapa rigidizada

Chapa con rigidizadores longitudinales transversales, o ambos.

1.3.8 Subpanel

Porción de chapa no rigidizada delimitada por alas y/o rigidizadores.

1.3.9 Viga híbrida

Viga armada con alas y almas de diferentes tipos de acero; esta norma supone aceros de mayor calidad en las alas que en las almas.

1.3.10 Convenio de signos

Salvo indicación en contra, la compresión se toma como positiva.

1.4 Notaciones

(1) Además de lo indicado en otros anejos, se emplearán las siguientes notaciones:

A_{sl}	área total de todos los rigidizadores longitudinales de la chapa rigidizada
A_{st}	área de la sección bruta de un rigidizador transversal
A_{eff}	área de la sección eficaz
$A_{c,eff}$	área de la sección eficaz ^p
$A_{c,eff,loc}$	área de la sección eficaz ^p en caso de abolladura local
a	longitud de una chapa rigidizada o no rigidizada
b	ancho de una chapa rigidizada o no rigidizada
b_w	ancho libre entre soldaduras en secciones soldadas o entre los extremos del radio de perfiles laminados

b_{eff}	ancho eficaz ^s en caso de arrastre por cortante elástico
F_{Ed}	carga transversal de cálculo
h_w	altura interior del alma entre alas
L_{eff}	longitud eficaz frente a las cargas transversales, véase el apartado 6
$M_{f,Rd}$	momento plástico resistente de cálculo de una sección transversal constituida solamente por alas
$M_{pl,Rd}$	momento plástico resistente de cálculo de una sección transversal (independientemente de la Clase de sección)
M_{Ed}	momento flector de cálculo
N_{Ed}	axil de cálculo
t	espesor de la chapa
V_{Ed}	cortante de cálculo incluyendo los cortantes causados por torsión
W_{eff}	módulo resistente elástico de la sección eficaz
β	coeficiente de ancho eficaz ^s de arrastre por cortante elástico
(2)	Las notaciones adicionales se definen donde aparezcan por primera vez.

2 Bases de cálculo y modelización

2.1 Generalidades

(1) Deberá tenerse en cuenta los efectos debidos al arrastre por cortante y a la abolladura de chapa en los estados límite último, de servicio o de fatiga.

NOTA: Los Anexos 22 a 29 del Código Estructural establecen los coeficientes parciales γ_{M0} y γ_{M1} empleados en esta parte.

2.2 Modelos de ancho eficaz para el análisis global

(1) Deberán considerarse en el análisis global los efectos del arrastre por cortante y de la abolladura de la chapa en la rigidez de los elementos y en las uniones.

(2) El empleo de un ancho eficaz^s en un análisis global puede tenerse en cuenta para considerar los efectos del arrastre por cortante en las alas. Por simplicidad, este ancho eficaz^s puede considerarse uniforme a lo largo de todo el vano.

(3) Para cada vano de un elemento, el ancho eficaz^s de las alas debe tomarse como el menor valor de todo el ancho completo y $L/8$ a cada lado del alma, donde L es la luz o dos veces la distancia desde el apoyo hasta el extremo del voladizo.

(4) Los efectos de abolladura de la chapa en un análisis elástico global, pueden tenerse en cuenta mediante áreas de las secciones eficaces^p de los elementos sometidos a compresión, véase el apartado 4.3.

(5) Para un análisis global, el efecto de la abolladura de chapa en la rigidez podrá despreciarse cuando el área eficaz^p de un elemento comprimido es mayor que $\rho_{lim} = 0,5$ veces el área de la sección bruta de dicho elemento.

NOTA: Para determinar la rigidez en caso de no cumplirse (5), véase el Apéndice E.

2.3 Efectos de abolladura en chapas en elementos uniformes

(1) Los modelos de ancho eficaz^p para tensiones normales, los modelos de resistencia para abolladura por cortante y los de abolladura debido a cargas transversales, así como las interacciones entre dichos modelos para determinar la resistencia de los elementos uniformes en estado límite último, pueden emplearse cuando satisfagan las siguientes condiciones:

- los paneles serán rectangulares y las alas paralelas,
- el diámetro de cualquier taladro o corte sin rigidizar no superará $0,05b$, donde b es el ancho del panel.

NOTA: Estas reglas pueden aplicarse para paneles no rectangulares siempre que el ángulo α_{lim} , (véase la figura A25.2.1) no sea mayor de 10 grados. Si α_{lim} es mayor de 10, los paneles pueden suponerse como un panel rectangular de dimensiones b_1 y b_2 .

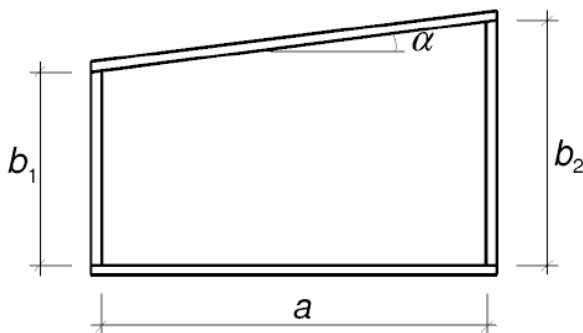


Figura A25.2.1 Definición del ángulo α

(2) Para el cálculo de las tensiones en el estado límite de servicio y fatiga, el área eficaz^s puede emplearse si cumple la condición descrita en el apartado 2.2(5). Para los estados límite último el área eficaz, de acuerdo con el apartado 3.3, debe emplearse con β_{ult} en lugar de β .

2.4 Método de la tensión reducida

(1) Como alternativa al empleo de los modelos de ancho eficaz^p para tensiones normales descritos en los apartados 4 al 7, se pueden considerar las secciones de Clase 3 siempre que las tensiones en cada panel no superen los límites especificados en el apartado 10.

NOTA: El método de la tensión reducida es equivalente al método del ancho eficaz^p (véase el apartado 2.3) para chapas aisladas. Sin embargo, la comprobación de las limitaciones tensionales se ha supuesto la no transmisión de cargas entre las chapas de la sección transversal.

2.5 Elementos no uniformes

(1) Los elementos no uniformes (por ejemplo, vigas acarteladas, paneles no rectangulares) o elementos con huecos grandes regulares o irregulares, podrán analizarse por medio de modelos basados en el método de elementos finitos (EF).

NOTA 1: Para elementos no uniformes, véase el Apéndice B.

NOTA 2: Para cálculos basados en el método de EF, véase el Apéndice C.

2.6 Elementos con almas corrugadas

(1) Para elementos con almas corrugadas, la rigidez a flexión debe determinarse considerando únicamente la contribución de las alas, mientras que el alma se considerará únicamente para transmitir los esfuerzos tangenciales y las cargas transversales.

NOTA: Para la resistencia a la abolladura de las alas comprimidas y la resistencia a cortante del alma véase el Apéndice D.

3 Efectos del arrastre por cortante en el cálculo de los elementos estructurales

3.1 Generalidades

- (1) El arrastre por cortante en las alas puede despreciarse en caso de que $b_0 < L_e/50$, donde b_0 es el ancho del ala o la mitad del ancho de un elemento interno y L_e es la longitud entre los puntos con momento flector nulo, véase el apartado 3.2.1(2).
- (2) Cuando se supera el límite anterior para b_0 , el efecto de arrastre por cortante en las alas debe considerarse en la comprobación de la capacidad de estado límite de servicio y de fatiga mediante el uso de un ancho eficaz^s de acuerdo con el apartado 3.2.1 y con una distribución de tensiones acorde con el apartado 3.2.2. Para los estados límite último, puede emplearse un área eficaz de acuerdo con el apartado 3.3.
- (3) Las tensiones bajo cargas concentradas aplicadas en el alma al nivel del ala, deben determinarse según el apartado 3.2.3.

3.2 Ancho eficaz^s de arrastre por cortante bajo condiciones elásticas

3.2.1 Ancho eficaz^s

- (1) El ancho eficaz^s b_{eff} en caso de arrastre por cortante bajo condiciones elásticas debe determinarse a partir de:

$$b_{eff} = \beta b_0 \quad (3.1)$$

donde los valores del coeficiente eficaz^s β se dan en la tabla A25.3.1.

Este ancho eficaz^s puede ser significativo en estado límite de servicio y fatiga.

- (2) Siempre que las luces de los vanos adyacentes que se muestran a continuación, no difieran en más del 50% y que la longitud de cualquier vano en voladizo no sea mayor a la mitad del vano adyacente, las longitudes eficaces L_e pueden determinarse a partir de la figura A25.3.1. En otros casos L_e debe tomarse como la distancia entre los puntos adyacentes con momento flector nulo.

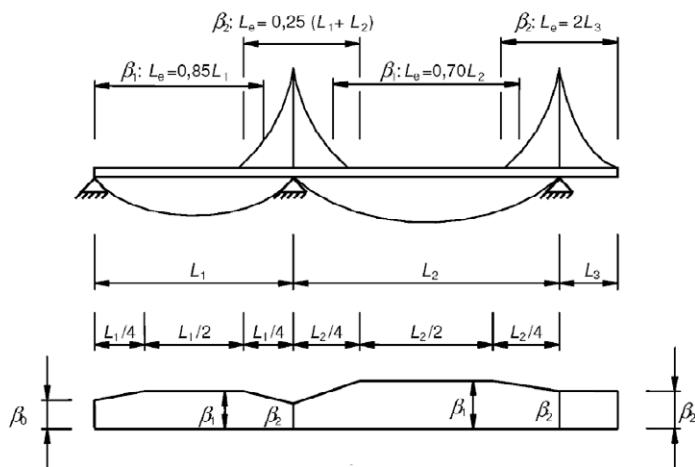
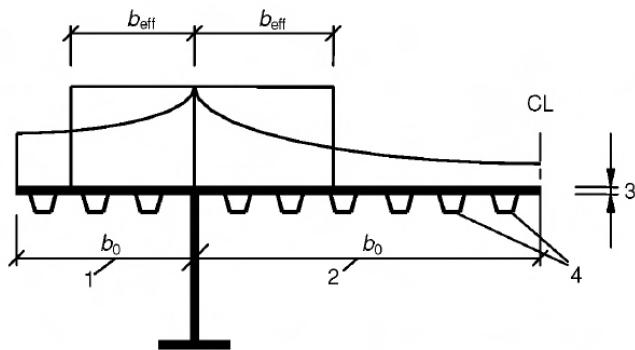


Figura A25.3.1 Longitud eficaz L_e en vigas continuas y distribución del ancho eficaz^s



Leyenda

- 1 Elemento volado
- 2 Elemento interior
- 3 Espesor de chapa t
- 4 Rigidizadores con $A_{st} = \sum A_{st,i}$

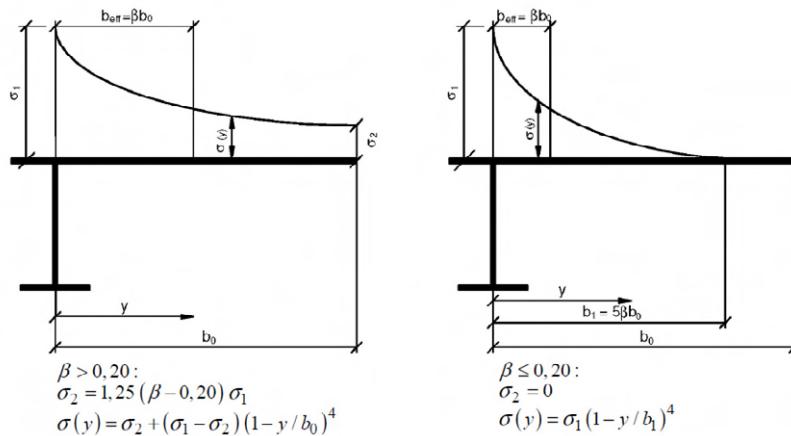
Figura A25.3.2 Notaciones empleadas para el arrastre por cortante

Tabla A25.3.1 Coeficiente β de ancho efectivo

κ	Comprobación	Valor de β
$\kappa \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < \kappa \leq 0,70$	Momento flector positivo	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4\kappa^2}$
	Momento flector negativo	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left(\kappa - \frac{1}{2500\kappa} \right) + 1,6\kappa^2}$
$\kappa > 0,70$	momentos positivos	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9\kappa}$
	momentos negativos	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6\kappa}$
todos los valores de κ	extremo del apoyo	$\beta_0 = (0,55 + 0,025/\kappa)\beta_1$, si $\beta_0 < \beta_1$
todos los valores de κ	voladizo	$\beta = \beta_2$ en el apoyo y en el extremo
$\kappa = \alpha_0 b_0 / L_e \text{ con } \alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{st}}{b_0 t}}$ <p>donde A_{st} es el área de todos los rigidizadores longitudinales contenidos en el ancho b_0 y otras notaciones están definidas en la figura A25.3.1 y en la figura A25.3.2.</p>		

3.2.2 Distribución de tensiones debido al arrastre por cortante

- (1) La distribución de las tensiones longitudinales a lo largo del ala debido al arrastre por cortante debe obtenerse a partir de la figura A25.3.3.



σ_1 se calcula con el ancho eficaz del ala b_{eff}

Figura A25.3.3 Distribución de tensiones debido al arrastre por cortante

3.2.3 Efectos de cargas contenidas en su propio plano

(1) La distribución de las tensiones elásticas en chapas rigidizadas o no rigidizadas debido a la acción de cargas en su propio plano (véase la figura A25.3.4), debe determinarse a partir de:

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{Ed}}{b_{eff}(t_w + a_{st,1})} \quad (3.2)$$

$$\text{con: } b_{eff} = s_e \sqrt{1 + \left(\frac{z}{s_e n}\right)^2}$$

$$n = 0,636 \sqrt{1 + \frac{0,878 a_{st,1}}{t_w}}$$

$$s_e = s_s + 2t_f$$

donde:

$a_{st,1}$ es el área de la sección transversal bruta de los rigidizadores con cargas normales distribuidas en la longitud s_e . Esto puede tomarse conservadoramente como el área de los rigidizadores dividida entre la distancia s_{st}

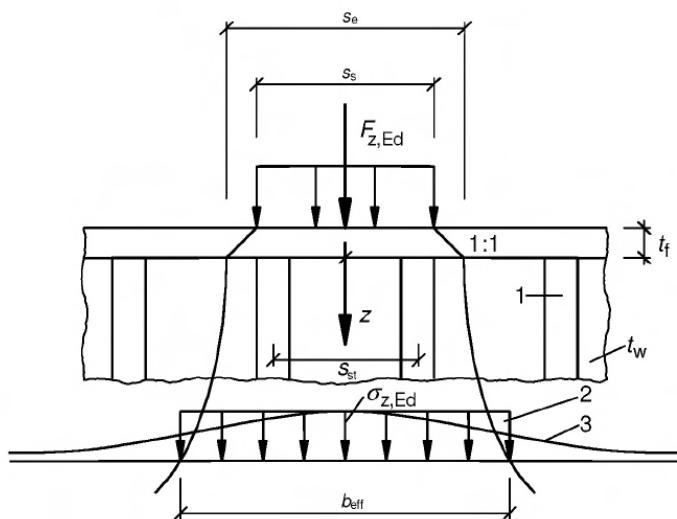
t_w es el espesor del alma

z es la distancia al ala

s_e es la longitud del apoyo rigidizado

s_{st} es la distancia entre rigidizadores.

NOTA: La ecuación (3.2) es válida cuando $s_{st}/s_e \leq 0,5$; por otra parte, la contribución de los rigidizadores debe ser despreciada.



Leyenda

- 1 Rigidizador
- 2 Distribución de tensiones simplificada
- 3 Distribución de tensiones real

Figura A25.3.4 Presentación de cargas en plano

NOTA: La anterior distribución de tensiones puede ser empleada para la comprobación a fatiga.

3.3 Arrastre por cortante en estado límite último

(1) Los efectos del arrastre por cortante en el estado límite último pueden ser determinados como sigue:

- a) contemplando los efectos del arrastre por cortante elástico, como se plantea para los estados límites de servicio y de fatiga,
- b) combinando los efectos de arrastre por cortante y de abolladura de chapa,
- c) contemplando los efectos de arrastre por cortante en régimen elasto-plástico, teniendo en cuenta cierta deformación plástica.

Para la comprobación en estado límite último en secciones transversales de clase 4, se deberá tener en cuenta el efecto conjunto del arrastre por cortante y de la abolladura por tensiones normales, en cuyo caso se aplicará lo establecido en la NOTA 2.

En el caso de alas comprimidas de secciones transversales de clase 3, y también para la comprobación en estado límite último, el coeficiente de arrastre por cortante β_{ult} será igual al coeficiente β , obtenido en el apartado 3.2.1, de acuerdo con criterios elásticos.

En el caso de alas traccionadas y alas comprimidas de secciones transversales de clase 1 o 2, en estado límite último, se adoptará $\beta_{ult} = \beta^k$, conforme a lo indicado en la NOTA 3.

NOTA 2: Los efectos combinados debidos a la abolladura de la chapa y al arrastre por cortante deben tenerse en cuenta empleando A_{eff} dado por la siguiente fórmula:

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta_{ult} \quad (3.3)$$

donde:

$A_{c,eff}$ es el área eficaz^p del ala comprimida debido a la abolladura de la chapa (véanse los apartados 4.4 y 4.5)

β_{ult} es el coeficiente de ancho eficaz^s para considerar el efecto de arrastre por cortante en estado límite último, que se tomará de los valores de β de la tabla A25.3.1, reemplazando α_0 por:

$$\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{c,eff}}{b_0 t_f}} \quad (3.4)$$

t_f es el espesor del ala.

NOTA 3: Los efectos de arrastre por cortante en régimen elasto-plástico teniendo en cuenta cierta deformación plástica deben considerarse determinando A_{eff} dado por la siguiente expresión:

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta^\kappa \geq A_{c,eff} \beta \quad (3.5)$$

donde β y κ se obtienen de la tabla A25.3.1.

Las expresiones descritas en la NOTA 2 y la NOTA 3 pueden ser aplicadas también para las alas traccionadas, en cuyo caso $A_{c,eff}$ debe ser reemplazado por el área bruta del ala a tracción.

4 Efectos de la abolladura de chapa debida a tensiones normales en estado límite último

4.1 Generalidades

(1) Este apartado da las directrices para explicar los efectos provocados por la abolladura de chapa debidos a tensiones normales en estado límite último cuando se cumplen las siguientes condiciones:

- Los paneles son rectangulares y las alas paralelas o quasi-paralelas, véase el apartado 2.3.
- En caso de estar previstos rigidizadores, éstos se disponen en la dirección longitudinal y/o transversal.
- Si existen taladros o cortes, estos son pequeños (véase el apartado 2.3).
- Los elementos estructurales considerados son de sección transversal uniforme.
- No se produce abolladura del alma inducida por el ala.

NOTA 1: Para abolladura del ala comprimida en el plano del alma, véase el apartado 8.

NOTA 2: Para rigidizadores y elementos de chapa sometidos a abolladura, véase el apartado 9.

4.2 Resistencia a tensiones normales

(1) La resistencia de una chapa puede determinarse empleando las áreas eficaces^p de las chapas comprimidas para secciones de Clase 4, empleando para el cálculo los datos de (A_{eff} , I_{eff} , W_{eff}) para la comprobación de la resistencia de la sección o del elemento a pandeo o a pandeo debido a torsión lateral de acuerdo con el Anejo 22 del Código Estructural.

(2) Las áreas eficaces^p pueden determinarse basándose en la distribución lineal de deformaciones una vez alcanzado el límite elástico en el plano medio de la chapa del ala comprimida.

4.3 Sección transversal eficaz

(1) En el cálculo de las tensiones longitudinales, se debe tener en cuenta los efectos combinados debidos al arrastre por cortante y a la abolladura de chapa empleando las áreas eficaces proporcionadas en el apartado 3.3.

(2) Las propiedades de la sección transversal eficaz de los elementos, deben basarse en las áreas eficaces de los elementos comprimidos y en el área eficaz^s de los elementos traccionados por el arrastre por cortante.

(3) El área efectiva A_{eff} , debe determinarse suponiendo que la sección transversal está sometida exclusivamente a las tensiones originadas por compresión axial uniforme. Para las secciones asimétricas, el posible desplazamiento e_N del centro de dicha área eficaz A_{eff} respecto del centro de gravedad de la sección transversal bruta, véase la figura A25.4.1, genera un momento adicional que debe tenerse en cuenta en la comprobación de dicha sección transversal, empleado en el apartado 4.6.

(4) El módulo resistente de elasticidad de la sección eficaz W_{eff} debe determinarse suponiendo que la sección transversal estará sometida únicamente a tensiones por flexión, véase la figura A25.4.2. Para el módulo resistente de una sección sometida a una flexión esviada, debe determinarse según ambos ejes principales.

NOTA: Como alternativa a los puntos 4.3(3) y (4), puede determinarse una única sección eficaz para el estado tensional resultante de actuar simultáneamente N_{Ed} y M_{Ed} . Los efectos de e_N , deben tenerse en cuenta como se describe en el apartado 4.3(3). Esto requiere un proceso iterativo.

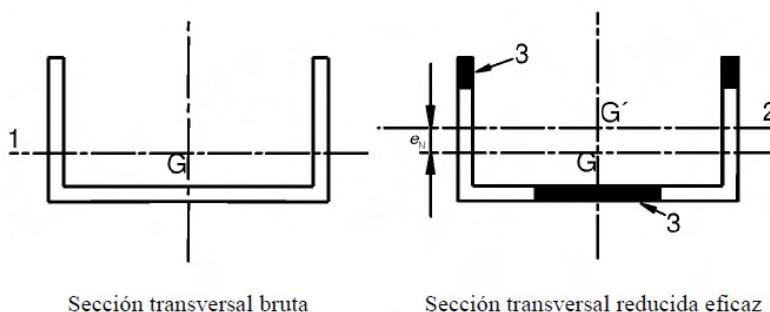
(5) La tensión en un ala debe calcularse empleando el módulo de elasticidad de la sección referida al plano medio de dicho ala.

(6) Las vigas híbridas pueden tener alas constituidas por un material con un límite elástico f_{yf} hasta alcanzar un valor $\phi_h f_{yw}$, siendo $\phi_h = 2,0$, de tal forma que:

- a) el incremento de la tensión en el ala causado por la plastificación del alma se tiene en cuenta limitando la tensión en el alma a f_{yw} .
- b) f_{yf} se emplea para determinar el área eficaz del alma.

(7) El incremento de las deformaciones y de las tensiones en estado límite de servicio y de fatiga puede despreciarse para las vigas híbridas de acuerdo con el apartado 4.3(6).

(8) Para vigas híbridas que cumplan con el apartado 4.3(6) el límite del rango de tensiones definido en Anexo 27 del Código Estructural se puede tomar como 1,5 f_{yf} .



Leyenda

- G Centro de gravedad de la sección bruta
- G' Centro de gravedad de la sección reducida eficaz
- 1 Eje baricéntrico de la sección bruta
- 2 Eje baricéntrico de la sección reducida eficaz
- 3 Área no efectiva

Figura A25.4.1 Secciones transversales de Clase 4—esfuerzo axil

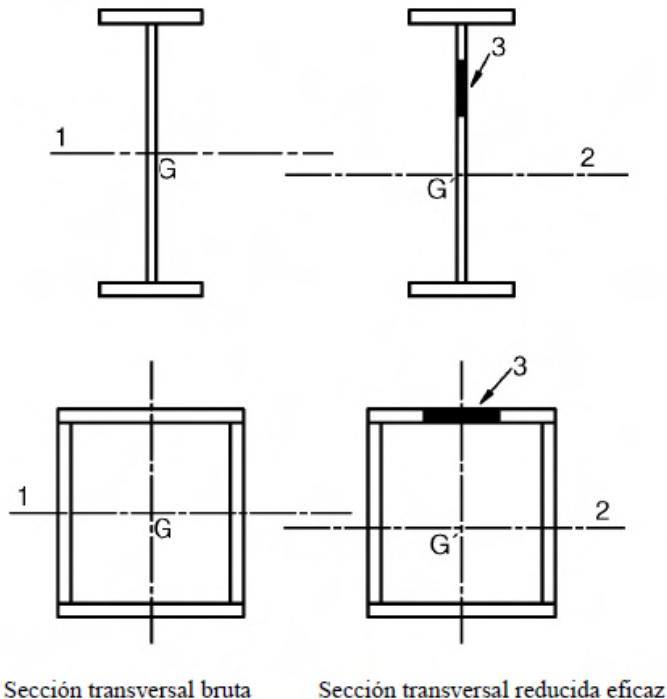


Figura A25.4.2 Secciones transversales de Clase 4–momento flector

4.4 Elementos de chapa sin rigidizadores longitudinales

(1) Las áreas eficaces^p de las chapas planas comprimidas deben obtenerse empleando la tabla A25.4.1 para los elementos interiores y la tabla A25.4.2 para los exteriores. El área eficaz^p de la zona comprimida de una chapa con un área bruta A_c que debe obtenerse a partir de:

$$A_{c,eff} = \rho A_c \quad (4.1)$$

donde ρ es el coeficiente de reducción por abolladura de chapas.

(2) El coeficiente de reducción ρ , puede tomarse como sigue:

- elementos interiores comprimidos:

$\rho = 1,0$ para $\bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi}$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \quad (4.2)$$

- elementos externos comprimidos:

para $\bar{\lambda}_p \leq 0,748$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p > 0,748 \quad (4.3)$$

- con $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4\epsilon\sqrt{k_\sigma}}$
- ψ es la relación de tensiones determinada de acuerdo con los apartados 4.4(3) y 4.4(4)
- \bar{b} es el ancho obtenido de entre los siguientes (para las definiciones, véase la tabla A22.5.2 del Anejo 22 del Código Estructural)
- b_w para almas
 - b para elementos internos del ala (excepto en secciones huecas rectangulares)
 - $b - 3t$ para alas de secciones huecas rectangulares
 - c para alas exteriores
 - h para angulares de lados iguales
 - h para angulares de lados no iguales
- k_σ es el coeficiente de abolladura correspondiente a la relación de tensiones ψ y condiciones de contorno. Para chapas alargadas, k_σ se obtiene de la tabla A25.4.1 o de la tabla A25.4.2, según corresponda
- t es el espesor
- σ_{cr} es la tensión crítica elástica de abolladura de la chapa, véase la ecuación (A.1) en el Apéndice A.1(2) y en la tabla A25.4.1 y en la tabla A25.4.2.

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [N/mm^2]}}$$

(3) En el caso de alas en secciones en I y en cajón, la relación de tensiones ψ empleada en la tabla A25.4.1 o en la tabla A25.4.2, debe basarse en las propiedades de la sección bruta debido al arrastre por cortante en las alas, en caso de que sea relevante. En el caso de los elementos del alma, la relación de tensiones ψ empleada en la tabla A25.4.1 debe obtenerse con una distribución de tensiones calculada con el área eficaz del ala comprimida y de la sección bruta del alma.

NOTA: Si la distribución de tensiones resulta de diferentes etapas de construcción, (como por ejemplo en un puente mixto), las tensiones de las diferentes etapas pueden calcularse en primer lugar con las propiedades de la sección formada por las áreas eficaces de ala y área bruta de alma y la suma de las tensiones de ambas zonas. Esta resultante de distribución de tensiones determina la sección eficaz de alma que puede ser empleada en todas las etapas para calcular la distribución final.

(4) A excepción de lo comentado en el apartado 4.4(5), la esbeltez de una chapa $\bar{\lambda}_p$ de un elemento puede ser sustituido por:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}} \quad (4.4)$$

donde:

$\sigma_{com,Ed}$ es la máxima tensión de compresión de cálculo en el elemento correspondiente, empleando el área eficaz^p de la sección debido a todas las acciones simultáneas.

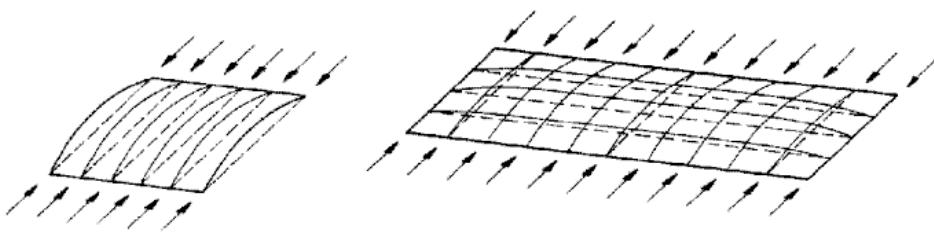
NOTA 1: El procedimiento descrito anteriormente es conservador y requiere un cálculo iterativo en el cual la relación de tensiones ψ (véase la tabla A25.4.1 y la tabla A25.4.2) se determina para cada etapa a partir de las tensiones calculadas con la sección eficaz^p definida al final de la etapa anterior.

NOTA 2: Véase también en el procedimiento alternativo en el Apéndice E.

(5) Para la comprobación de la resistencia de cálculo a la abolladura en las secciones de Clase 4 empleando los apartados 6.3.1, 6.3.2 o 6.3.4 del Anejo 22, debe emplearse tanto la esbeltez de chapa $\bar{\lambda}_p$ como $\bar{\lambda}_{p,red}$ y con $\sigma_{com,Ed}$ obtenido en un análisis de segundo orden con imperfecciones globales.

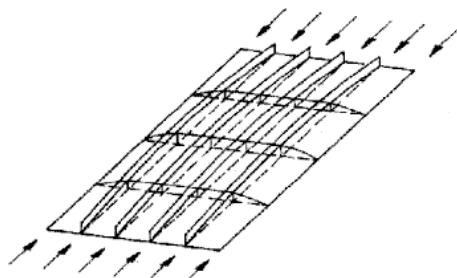
(6) Para relaciones de forma $a/b < 1$ puede producirse un pandeo tipo columna. La comprobación debe realizarse de acuerdo con el apartado 4.5.4 empleando el coeficiente de reducción ρ_c .

NOTA: Este caso se aplica, por ejemplo, en elementos planos entre rigidizadores transversales donde la abolladura de la chapa podría ser de tipo columna y que requiere un coeficiente de reducción ρ_c parecido a χ_c como el que se emplea para el pandeo de columna, véase la figura A25.4.3 a) y b). Para chapas con rigidizadores longitudinales puede ocurrir un pandeo tipo columna cuando $a/b \geq 1$, véase la figura A25.4.3 c).



a) Comportamiento tipo columna de chapas no rigidizadas longitudinalmente

b) Comportamiento tipo columna de chapas no rigidizadas con pequeña relación de aspecto α del panel



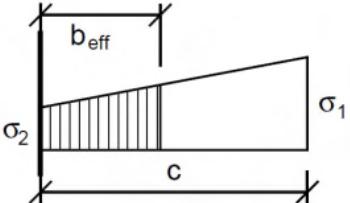
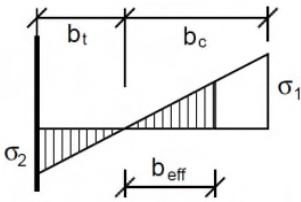
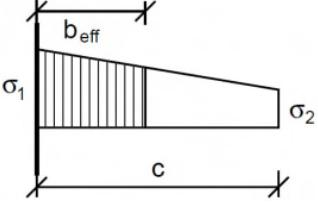
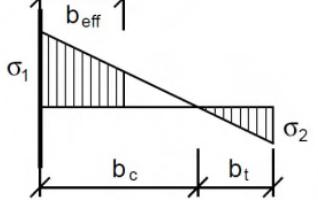
c) Comportamiento tipo columna, de chapas rigidizadas longitudinalmente con relación de aspecto α del panel

Figura A25.4.3 Comportamiento tipo columna

Tabla A25.4.1 Elementos interiores comprimidos

Distribución de tensiones (compresión positiva)	Ancho eficaz ^p b_{eff}					
	$\Psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$					
	$1 > \Psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \Psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$					
	$\Psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \Psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$					
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1 0 -1 $-1 > \Psi \geq -3$	1 $1 > \Psi > 0$ $0 > \Psi > -1$ $-1 > \Psi \geq -3$	0 $8,2 / (1,05 + \Psi)$ $7,81$	$0 > \Psi > -1$ $7,81 - 6,29\Psi + 9,78\Psi^2$ $23,9$	-1 $23,9$	$5,98(1 - \Psi)^2$
Coeficiente de abolladura k_σ	4,0					

Tabla A25.4.2 Elementos externos comprimidos

Distribución de tensiones (compresión positiva)	Ancho eficaz ^p b_{eff}				
	$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho c$				
	$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Coeficiente de abolladura k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
	$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho c$				
	$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Coeficiente de abolladura k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

4.5 Elementos de chapa rigidizados con rigidizadores longitudinales

4.5.1 Generalidades

(1) En el caso de elementos de chapa con rigidizadores longitudinales, deben tenerse en cuenta las áreas eficaces^p debidas a la abolladura local de los subpaneles comprendidos entre los rigidizadores y las áreas eficaces^p procedentes de la abolladura global del panel rigidizado.

(2) El área de la sección eficaz^p de cada subpanel debe determinarse por medio de un coeficiente de reducción, de acuerdo con el apartado 4.4, para tener en cuenta la abolladura local de la chapa. La chapa rigidizada, teniendo en cuenta las áreas de la sección eficaz^p de los rigidizadores, debe

comprobarse frente a la abolladura global de la chapa, (por ejemplo, asimilándola a una chapa ortótropa equivalente), determinándose un coeficiente de reducción ρ_c para la abolladura global de chapa.

(3) El área de la sección eficaz^p de la zona comprimida de la chapa rigidizada debe tomarse como sigue:

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} t \quad (4.5)$$

donde $A_{c,eff,loc}$ es el área de la sección eficaz^p de todos los rigidizadores y subpaneles que se encuentran totalmente o parcialmente en la zona comprimida excepto las partes eficaces soportadas por una chapa adyacente con un ancho $b_{edge,eff}$, véase el ejemplo mostrado en la figura A25.4.4.

(4) El área $A_{c,eff,loc}$ debe obtenerse mediante:

$$A_{c,eff,loc} = A_{st,eff} + \sum_c \rho_{loc} b_{c,loc} t \quad (4.6)$$

donde:

\sum_c se aplica a la parte del ancho del panel rigidizado comprimido excepto las partes correspondientes de los bordes $b_{edge,eff}$, véase la figura A25.4.4

$A_{st,eff}$ es la suma de las secciones eficaces^p de acuerdo con 4.4 de todos los rigidizadores longitudinales con el área bruta A_{st} , localizada en la zona comprimida

$b_{c,loc}$ es el ancho de la parte comprimida de cada subpanel

ρ_{loc} es el coeficiente de reducción definido en el apartado 4.4(2) de cada subpanel.

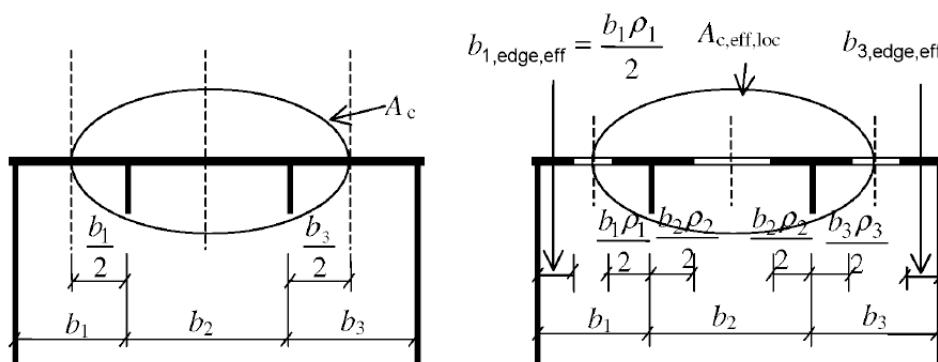


Figura A25.4.4 Chapa rigidizada bajo compresión uniforme

NOTA: En caso de compresión no uniforme, véase la figura A25.A.1.

(5) Para determinar el coeficiente de reducción ρ_c para todos los tipos de abolladura, debe considerarse el coeficiente de reducción de pandeo tipo columna, que es más severo que el coeficiente de reducción de abolladura de chapa.

(6) Para determinar ρ_c se podrá realizar una interpolación, de acuerdo con lo dispuesto en 4.5.4(1), entre el coeficiente de reducción ρ relativo a la abolladura de chapa y un coeficiente de reducción χ_c relativo al pandeo tipo columna. Véase el apartado 4.5.4.

(7) La reducción del área comprimida $A_{c,eff,loc}$ por medio de ρ_c puede tomarse como una reducción uniforme a lo largo de la sección bruta.

(8) En aquellos casos en que el arrastre por cortante sea significativo (véase el apartado 3.3) el área de la sección eficaz $A_{c,eff}$ de la zona comprimida de una chapa rigidizada, debe tomarse como $A_{c,eff}^*$ no solo para los efectos de la abolladura local sino también para los efectos del arrastre por cortante.

(9) El área de la sección eficaz de la zona traccionada de un elemento de chapa rigidizada, debe tomarse como el área bruta de la zona traccionada reducida por el arrastre por cortante, en el caso de ser significativo, véase el apartado 3.3.

(10) El módulo resistente de la sección eficaz W_{eff} , debe tomarse como el cociente entre el momento de inercia de la sección transversal eficaz y la distancia desde el centro de gravedad a la mitad del canto del ala.

4.5.2 Comportamiento tipo chapa

(1) La esbeltez relativa $\bar{\lambda}_p$ de la chapa equivalente, se define como sigue:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,p}}} \quad (4.7)$$

siendo $\beta_{A,c} = \frac{A_{c,eff,loc}}{A_c}$

donde:

A_c es el área bruta de la zona comprimida de la chapa rigidizada excepto las partes de los subpaneles soportados por una chapa adyacente, véase la figura A25.4.4 (se multiplica por el coeficiente de arrastre por cortante si éste es significativo, véase el apartado 3.3)

$A_{c,eff,loc}$ es el área eficaz de la misma parte de la chapa (incluyendo los efectos del arrastre por cortante, en caso de ser significativo) con la tolerancia de la posible abolladura de chapa de los subpaneles y/o los rigidizadores.

(2) El coeficiente de reducción ρ para una chapa ortótropa equivalente se obtiene a partir de 4.4(2) siempre que $\bar{\lambda}_p$ se calcule a partir de la ecuación (4.7).

NOTA: Para el cálculo de $\sigma_{cr,p}$, véase el Apéndice A.

4.5.3 Comportamiento del pandeo tipo columna

(1) La tensión crítica elástica de pandeo tipo columna $\sigma_{cr,c}$ de una chapa no rigidizada (véase el apartado 4.4) o rigidizada (véase el apartado 4.5) debe tomarse como la tensión de pandeo considerando los apoyos eliminados a lo largo de los bordes longitudinales.

(2) La tensión crítica elástica de pandeo tipo columna $\sigma_{cr,c}$ de una chapa no rigidizada puede obtenerse a partir de:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)a^2} \quad (4.8)$$

(3) Para una chapa rigidizada, $\sigma_{cr,c}$ podrá determinarse a partir de la tensión crítica elástica de pandeo tipo columna $\sigma_{cr,sl}$ del rigidizador más cercano al borde del panel sometido a la mayor tensión de compresión, como sigue a continuación:

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 EI_{sl,1}}{A_{sl,1}a^2} \quad (4.9)$$

donde:

$I_{sl,1}$ es el momento de inercia del área de la sección bruta del rigidizador y de las partes adyacentes de la chapa, relativo a la flexión fuera de su plano

$A_{sl,1}$ es el área de la sección bruta del rigidizador y de las partes adyacentes de la chapa de acuerdo con la figura A25.A.1.

NOTA: $\sigma_{cr,c}$ puede obtenerse de $\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \frac{b_c}{b_{sl,1}}$, donde $\sigma_{cr,c}$ es la tensión relativa al borde comprimido de la chapa y $b_{sl,1}$ y b_c son valores geométricos procedentes de la distribución de tensiones empleada para la extrapolación, véase la figura A25.A.1.

(4) La esbeltez relativa de la columna $\bar{\lambda}_c$ se define como sigue:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad \text{para chapas no rigidizadas} \quad (4.10)$$

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad \text{para chapas rigidizadas} \quad (4.11)$$

siendo $\beta_{A,c} = \frac{A_{sl,1,eff}}{A_{sl,1}}$

donde:

$A_{sl,1}$ se define en el apartado 4.5.3(3)

$A_{sl,1,eff}$ es el área de la sección eficaz del rigidizador y de las partes adyacentes de la chapa debido a la abolladura de chapa, véase la figura A25.A.1.

(5) El coeficiente de reducción χ_c debe obtenerse a partir del apartado 6.3.1.2. del Anexo 22 del Código Estructural. Para chapas no rigidizadas, debe emplearse un valor $\alpha = 0,21$ correspondiente a la curva de pandeo a . Para chapas rigidizadas α debe mayorarse y reemplazarse por α_e :

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09}{i/e} \quad (4.12)$$

con $i = \sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}}$

$e = \max(e_1, e_2)$ es la mayor distancia de los centros de gravedad respectivos de la chapa y un rigidizador de borde (o de los centros de gravedad de cualquier conjunto de rigidizadores cuando se encuentran a ambos lados de la chapa) a la fibra neutra de la columna eficaz, véase la figura A25.A.1

$\alpha = 0,34$ (curva b) para rigidizadores de sección cerrada

$\alpha = 0,49$ (curva c) para rigidizadores de sección abierta.

4.5.4 Interacción entre abolladura de chapa y pandeo tipo columna

(1) El coeficiente final de reducción global ρ_c se debe obtener por interpolación entre los coeficientes χ_c y ρ mediante la siguiente expresión:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c)\xi(2 - \xi) + \chi_c \quad (4.13)$$

donde $\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1$ con $0 \leq \xi \leq 1$

$\sigma_{cr,p}$ es la tensión crítica elástica de abolladura de la chapa, véase el Apéndice A.1(2)

$\sigma_{cr,c}$ es la tensión crítica elástica de pandeo tipo columna de acuerdo con el apartado 4.5.3(2) y (3), respectivamente

χ_c es el coeficiente de reducción debido al pandeo tipo columna

ρ es el coeficiente de reducción debido a la abolladura de chapa, véase 4.4(1).

4.6 Comprobación

(1) La comprobación de un elemento estructural sometido a compresión y flexión uniaxial debe llevase a cabo como sigue:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\frac{f_y A_{eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} e_N}{\frac{f_y W_{eff}}{\gamma_{M0}}} \leq 1,0 \quad (4.14)$$

donde:

A_{eff} es el área de la sección eficaz de acuerdo con el apartado 4.3(3)

e_N es la excentricidad de la posición de la fibra neutra, véase el apartado 4.3(3)

M_{Ed} es el momento flector de cálculo

N_{Ed} es el esfuerzo axil de cálculo

W_{eff} es el módulo resistente de la sección eficaz, véase el apartado 4.3(4)

γ_{M0} es un coeficiente parcial, véase el Anexo 29 del Código Estructural.

NOTA: Para los elementos sometidos a compresión y a flexión esviada, la ecuación (4.14) tendrá que modificarse de la siguiente manera:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\frac{f_y A_{eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{y,N}}{\frac{f_y W_{y,eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{z,N}}{\frac{f_y W_{z,eff}}{\gamma_{M0}}} \leq 1,0 \quad (4.15)$$

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ son los momentos flectores de cálculo con respecto a los ejes $y - y$ y $z - z$ respectivamente

$e_{y,N}, e_{z,N}$ son las excentricidades con respecto a la fibra neutra.

(2) Los esfuerzos M_{Ed} y N_{Ed} deben incluir los efectos de segundo orden cuando sean significativos.

(3) La comprobación de la abolladura de la chapa se llevará a cabo para las resultantes de las tensiones existentes a la distancia de $0,4a$ o $0,5b$ (la que sea menor de las dos), a partir del borde del panel donde las tensiones sean mayores. En este caso, debe realizarse la comprobación de resistencia de la sección bruta en el extremo final del panel.

5 Resistencia a cortante

5.1 Generalidades

(1) Este apartado describe las reglas para obtener la resistencia a cortante de chapas considerando la abolladura ocasionada por las tensiones tangenciales en estado límite último, cuando se cumplen los siguientes criterios:

- los paneles son rectangulares, dentro del ángulo límite definido en el apartado 2.3;
- los rigidizadores, en caso de estar previstos, se disponen en la dirección longitudinal y/o transversal;
- todos los taladros o cortes son pequeños (véase el apartado 2.3);
- los elementos estructurales tienen sección constante.

- (2) Las chapas con h_w/t mayor que $\frac{72}{\eta}\varepsilon$, para almas sin rigidizar, o $\frac{31}{\eta}\varepsilon\sqrt{k_t}$ para almas rigidizadas. Debe comprobarse frente a abolladura y deben disponer de rigidizadores transversales en las secciones de apoyo.

donde:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y[N/mm^2]}}$$

$\eta = 1,20$ para aceros de tipo hasta S460, y $\eta = 1$ para aceros de tipo superior.

NOTA 1: Para el valor de h_w véase la figura A25.5.1 y para k_t , véase el apartado 5.3(3).

5.2 Resistencia de cálculo

- (1) Para almas rigidizadas o no rigidizadas la resistencia de cálculo a cortante debe tomarse como:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} \quad (5.1)$$

en la cual la contribución del alma viene dada por:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} \quad (5.2)$$

y la contribución debida a las alas $V_{bf,Rd}$ será de acuerdo con el apartado 5.4.

- (2) Los rigidizadores y las soldaduras deben cumplir con los requisitos establecidos en los apartados 9.3 y 9.3.5 respectivamente.

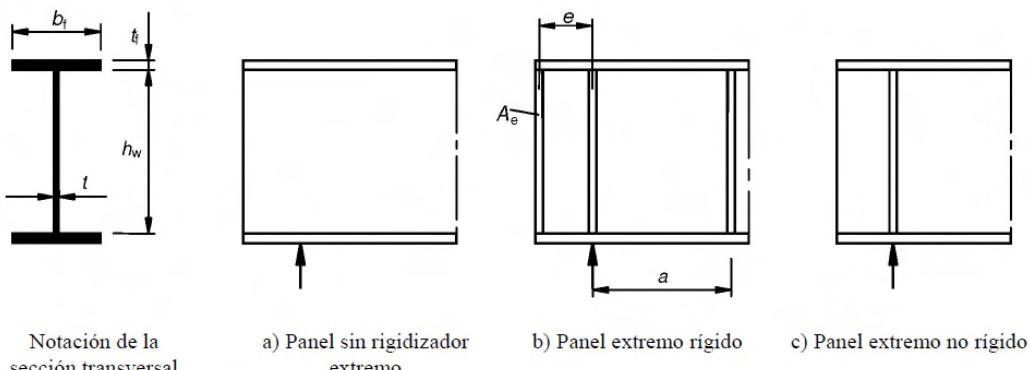


Figura A25.5.1 Apoyos extremos

5.3 Contribución del alma

- (1) Para las almas con rigidizadores transversales únicamente en las secciones de apoyo y para almas con otros rigidizadores transversales o longitudinales intermedios, o ambos, el coeficiente de contribución del alma χ_w a la resistencia frente a la abolladura por cortante debe obtenerse de la tabla A25.5.1 o de la figura A25.5.2.

Tabla A25.5.1 Coeficiente χ_w para la contribución del alma frente a abolladura por cortante

	Extremo rígido	Extremo no rígido
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

NOTA: Véase el apartado 6.2.6 en Anejo 22 del Código Estructural.

(2) La figura A25.5.1 muestra diferentes casos de apoyos extremos en vigas:

- a) Panel sin rigidizador extremo, véase el apartado 6.1 (2), tipo c);
- b) Panel extremo rígido, véase el apartado 9.3.1, este caso es también aplicable en paneles situados en un apoyo intermedio de una viga continua;
- c) Panel extremo no rígido, véase el apartado 9.3.2.

(3) La esbeltez modificada $\bar{\lambda}_w$ de la tabla A25.5.1 y de la figura A25.5.2 puede tomarse como:

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad (5.3)$$

donde:

$$\tau_{cr} = k_t \sigma_E \quad (5.4)$$

NOTA 1: Los valores de σ_E y k_t pueden tomarse del Apéndice A.

NOTA 2: La esbeltez modificada $\bar{\lambda}_w$ puede tomarse como sigue:

- a) rigidizadores transversales únicamente en los apoyos:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4t\epsilon} \quad (5.5)$$

- b) rigidizadores transversales en los apoyos y con rigidizadores transversales o longitudinales intermedios, o ambos:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4t\epsilon\sqrt{k_t}} \quad (5.6)$$

En dónde k_t es el mínimo coeficiente de abolladura por cortante para el panel del alma.

NOTA 3: Cuando además de los rigidizadores transversales rígidos se utilizan rigidizadores transversales no rígidos, k_t debe tomarse como el menor de los valores del alma entre dos rigidizadores transversales cualesquiera (por ejemplo, a_2xh_w y a_3xh_w) y los paneles con el alma comprendida entre dos rigidizadores transversales rígidos que contengan rigidizadores transversales no rígidos (a_4xh_w).

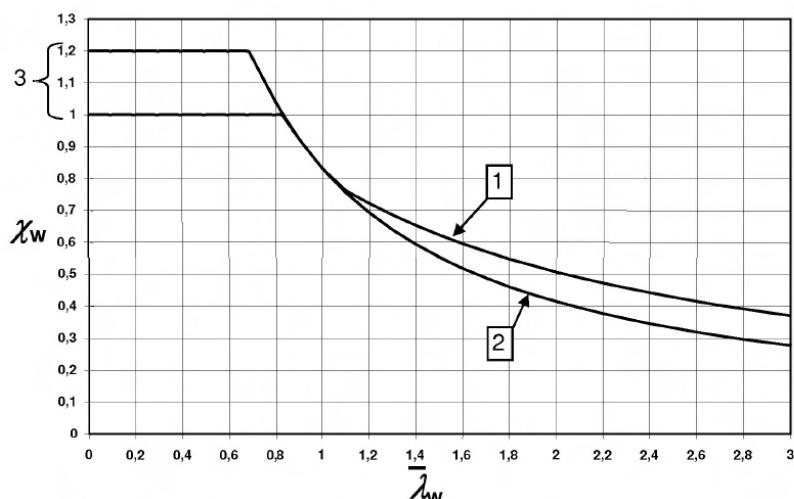
NOTA 4: Puede suponerse condiciones de contorno rígidas para paneles limitados por alas y los rigidizadores transversales rígidos. El análisis de la abolladura del alma se realiza sobre los paneles existentes entre dos rigidizadores transversales adyacentes (por ejemplo a_1xh_{wi} de la figura A25.5.3).

NOTA 5: Para rigidizadores transversales no rígidos, el valor mínimo de k_t , puede tomarse a partir de los siguientes análisis de abolladura:

1. Considerando dos paneles de alma adyacentes con un rigidizador transversal flexible.
2. Considerando tres paneles de alma adyacentes con dos rigidizadores transversales flexibles.

Para el cálculo de k_t , véase el Apéndice A.3.

(4) El momento de inercia de los rigidizadores longitudinales debe reducirse a 1/3 de su valor real para el cálculo de k_t . Las formulaciones para k_t , teniendo en cuenta esta reducción, pueden ser empleadas de acuerdo con el Apéndice A.3.



Leyenda

- 1 Panel extremo rígido
- 2 Panel extremo no rígido
- 3 Rango de valores recomendados de η

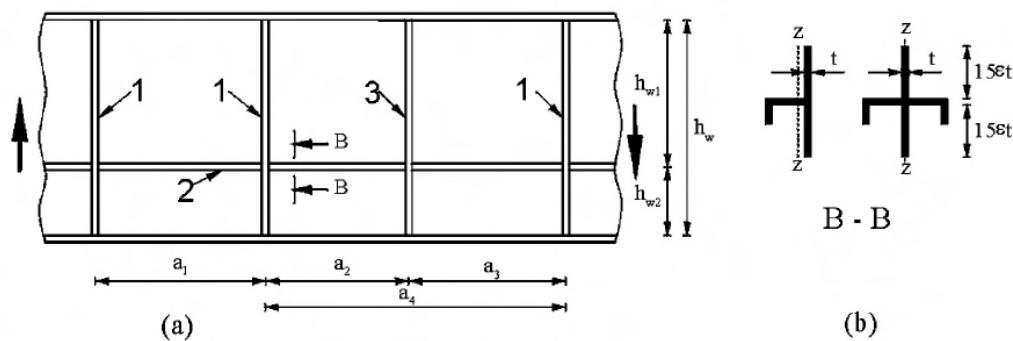
Figura A25.5.2 Coeficiente de abolladura por cortante χ_w

(5) Para almas con rigidizadores longitudinales, la esbeltez modificada $\bar{\lambda}_w$ en el punto (3) no debe ser menor que:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{wi}}{37,4t\epsilon\sqrt{k_{ti}}} \quad (5.7)$$

donde h_{wi} y k_{ti} se refieren al subpanel con mayor valor del parámetro de esbeltez $\bar{\lambda}_w$ de todos los subpaneles dentro del panel de dicho alma.

NOTA: Para calcular k_t , se puede emplear la expresión dada en el apéndice A.3, considerando $k_{tst} = 0$.



Leyenda

- 1 Rigidizador transversal rígido
- 2 Rigidizador longitudinal
- 3 Rigidizador transversal no rígido

Figura A25.5.3 Alma con rigidizadores transversales y longitudinales

5.4 Contribución de las alas

(1) Si la resistencia del ala no se emplea completamente para soportar el momento flector ($M_{Ed} < M_{f,Rd}$), la contribución de las alas puede obtenerse como sigue:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) \quad (5.8)$$

b_f y t_f se toman del ala que proporciona la menor resistencia axil

b_f viene a ser un valor no mayor de $15\epsilon t_f$ a cada lado del alma

$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}}$ es el momento resistente de cálculo de la sección formada únicamente por el área eficaz de las alas.

$$c = a \left(0,25 + \frac{1,6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}} \right)$$

(2) Cuando el elemento se ve sometido a un axil N_{Ed} , entonces el valor de $M_{f,Rd}$ debe reducirse multiplicándolo por el siguiente coeficiente:

$$\left(1 - \frac{\frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) f_{yf}}}{\gamma_{M0}} \right) \quad (5.9)$$

donde A_{f1} y A_{f2} son las áreas de la parte superior e inferior del ala respectivamente.

5.5 Comprobación

(1) La comprobación debe llevarse a cabo como sigue:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.10)$$

donde V_{Ed} es el cortante de cálculo incluyendo el cortante producido por torsión.

6 Resistencia a cargas concentradas transversales

6.1 Generalidades

(1) La resistencia de cálculo del alma de las vigas laminadas y de las vigas soldadas, puede determinarse de acuerdo con el apartado 6.2, siempre que las alas comprimidas se encuentren coaccionadas en la dirección lateral.

(2) Se consideran tres modos de aplicación de las cargas:

- Carga aplicada a través del ala y resistida por esfuerzos cortantes en el alma, véase figura A25.6.1 (a);
- Carga aplicada en un ala y transmitida a través del alma directamente a la otra ala, véase la figura A25.6.1 (b).
- Carga aplicada a través de un ala próxima a un extremo no rigidizado, véase la figura A25.6.1 (c).

(3) Para el caso de secciones de vigas en cajón con almas inclinadas debe comprobarse la resistencia tanto del alma como del ala. Los esfuerzos se toman teniendo en cuenta los componentes de la carga externa en el plano del alma y del ala respectivamente.

- (4) La interacción de las cargas concentradas transversales, el momento flector y el esfuerzo axil debe comprobarse siguiendo el apartado 7.2.

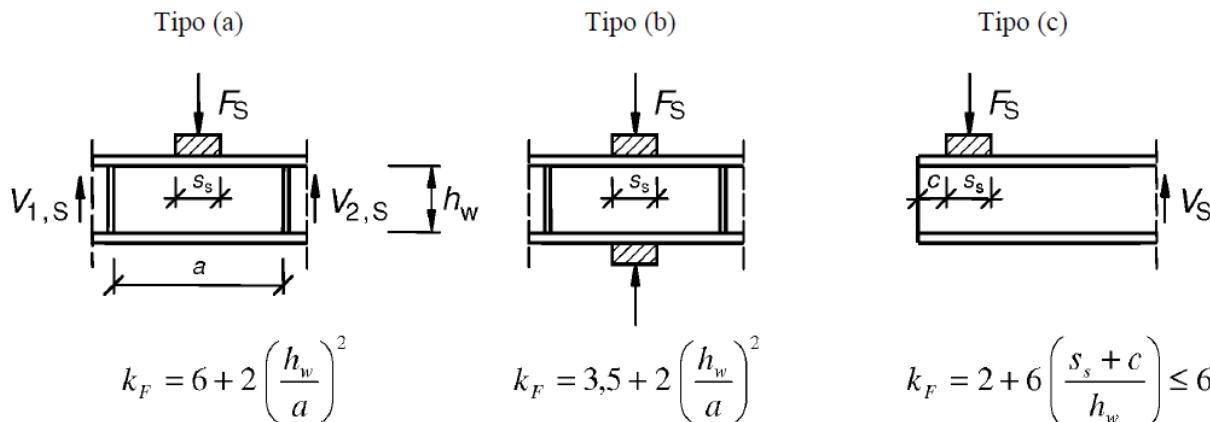


Figura A25.6.1 Coeficientes de abolladura para diferentes modos de aplicación de la carga

6.2 Resistencia de cálculo

- (1) Para almas rigidizadas o no rigidizadas, la resistencia de cálculo frente a la abolladura local bajo cargas concentradas transversales debe obtenerse como sigue:

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}} \quad (6.1)$$

donde:

t_w es el espesor del alma

f_{yw} es el límite elástico del alma

L_{eff} es la longitud efectiva para el cálculo frente a cargas concentradas transversales, que se determinan mediante la siguiente expresión:

$$L_{eff} = \chi_F \ell_y \quad (6.2)$$

donde:

ℓ_y es la longitud efectiva de carga, véase el apartado 6.5, correspondiente a la longitud del apoyo rígido s_s , véase el apartado 6.3

χ_F es el coeficiente de reducción de abolladura local frente a cargas concentradas, véase el apartado 6.4(1).

6.3 Longitud de apoyo rígido

- (1) La longitud de apoyo rígido s_s sobre el ala debe tomarse como la distancia sobre la cual la carga aplicada se considera perfectamente distribuida asumiendo una difusión de la carga a través del acero con una inclinación de 1:1, véase la figura A25.6.2. Sin embargo, s_s no debe tomarse mayor que h_w .

- (2) Si se aplican varias cargas concentradas con poca separación entre sí, la resistencia debe comprobarse para cada carga por separado, así como la carga total, considerando s_s como la distancia entre los puntos de aplicación de las cargas de los extremos.

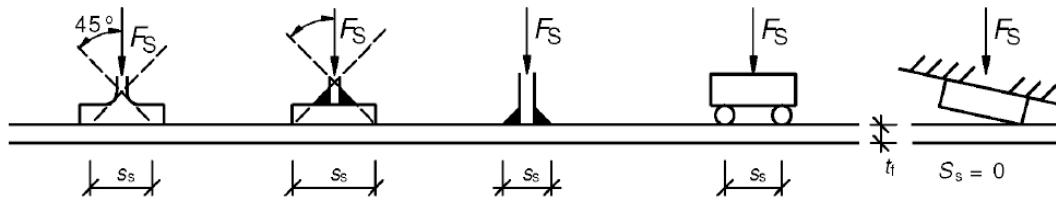


Figura A25.6.2 Longitud de apoyo rígido

(3) Si la superficie de apoyo de la carga aplicada forma un ángulo respecto a la superficie del ala, véase la figura A25.6.2, s_s debe tomarse como cero.

6.4 Coeficiente de reducción χ_F de la longitud efectiva para la resistencia

(1) El coeficiente de reducción χ_F se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\bar{\lambda}_F = \frac{0,5}{\lambda_F} \leq 1,0 \quad (6.3)$$

donde:

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{\ell_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}} \quad (6.4)$$

$$F_{cr} = 0,9 k_F E \frac{t_w^3}{h_w} \quad (6.5)$$

(2) Para almas sin rigidizadores longitudinales, el coeficiente k_F debe obtenerse a partir de las siguientes disposiciones:

Para almas con rigidizadores longitudinales k_F debe tomarse como:

$$k_F = 6 + 2 \left[\frac{h_w}{a} \right]^2 + \left[5,44 \frac{b_1}{a} - 0,21 \right] \sqrt{\gamma_s} \quad (6.6)$$

donde b_1 es la profundidad del subpanel cargado que se toma como la distancia libre entre el ala cargada y el rigidizador longitudinal.

$$\gamma_s = 10,9 \frac{I_{sl,1}}{h_w t_w^3} \leq 13 \left[\frac{a}{h_w} \right]^3 + 210 \left[0,3 - \frac{b_1}{a} \right] \quad (6.7)$$

donde $I_{sl,1}$, es la inercia del rigidizador longitudinal más cercano al ala cargada, considerando la contribución de las partes del alma, como se señala en la figura A25.9.1.

La ecuación (6.6) solo es válida para $0,05 \leq \frac{b_1}{a} \leq 0,3$ y $\frac{b_1}{h_w} \leq 0,3$ y para la carga tipo a) de la figura A25.6.1.

(3) ℓ_y debe obtenerse del apartado 6.5.

6.5 Longitud efectiva de carga

(1) La longitud efectiva de carga ℓ_y debe calcularse empleando dos parámetros dimensionales m_1 y m_2 , obtenidos a partir de:

$$m_1 = \frac{f_{yw} b_f}{f_{yw} t_w} \quad (6.8)$$

$$m_2 = 0,02 \left(\frac{h_w}{t_f} \right)^2 \quad \text{si } \bar{\lambda}_F > 0,5 \\ m_2 = 0 \quad \text{si } \bar{\lambda}_F \leq 0,5 \quad (6.9)$$

Para secciones en cajón, el valor de b_f en la ecuación (6.8) debe limitarse a $15\epsilon t_f$ a cada lado del alma.

(2) Para los casos a) y b) de la Figura A25.6.1, ℓ_y se obtiene empleando:

$$\ell_y = s_s + 2t_f(1 + \sqrt{m_1 + m_2}), \text{ siendo } \ell_y \leq \text{la distancia entre los rigidizadores transversales adyacentes} \quad (6.10)$$

(3) Para el caso c) ℓ_y debe tomarse como el menor de los valores obtenidos de las ecuaciones dadas por (6.10), (6.11) y (6.12).

$$\ell_y = \ell_e + t_f \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{\ell_e}{t_f}\right)^2 + m_2} \quad (6.11)$$

$$\ell_y = \ell_e + t_f \sqrt{m_1 + m_2} \quad (6.12)$$

donde:

$$\ell_e = \frac{k_F E t_w^2}{2 f_{yw} h_w} \leq s_s + c \quad (6.13)$$

6.6 Comprobación

(1) La comprobación debe llevarse a cabo como se indica a continuación:

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{\frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (6.14)$$

donde:

F_{Ed} es la carga concentrada transversal de cálculo

L_{eff} es la longitud eficaz para la resistencia a cargas concentradas transversales, véase el apartado 6.2(1)

t_w es el espesor de la chapa.

7 Interacción

7.1 Interacción entre cortante, momento flector y axil

(1) Siempre que el valor de $\bar{\eta}_3$ (véase más adelante) no exceda de 0,5, la resistencia de cálculo al momento flector y al axil no será necesario reducirla para permitir los cortantes. Si $\bar{\eta}_3$ es mayor que 0,5 la combinación de los efectos de flexión y cortante en el alma de una sección en I o una sección de viga en cajón debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0 \quad \text{para } \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (7.1)$$

donde:

$M_{f,Rd}$ es la resistencia plástica de cálculo de la sección a flexión considerando exclusivamente la sección reducida de las alas.

$M_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica de cálculo de la sección a flexión considerando la sección reducida de las alas y la totalidad del alma, con independencia de la clase de sección de esta.

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$

para $V_{bw,Rd}$ véase la expresión (5.2)

Adicionalmente debe cumplirse lo establecido en los apartados 4.6 y 5.5.

La evaluación de los efectos de las acciones debe incluir los efectos de segundo orden cuando ello sea pertinente.

(2) El criterio definido en el punto (1) debe comprobarse para todas las secciones que se encuentren a una distancia menor que $h_w/2$ de la sección de apoyo con rigidizador vertical.

(3) La resistencia al momento plástico $M_{f,Rd}$, puede tomarse como el producto del límite elástico del acero por el valor del área eficaz más pequeña del ala y por la distancia entre los centros de gravedad de las alas.

(4) Si se aplicase un esfuerzo axil N_{Ed} , el $M_{f,Rd}$ debe ser reemplazado por la resistencia del momento plástico reducido $M_{N,Rd}$ de acuerdo con el apartado 6.2.9 del Anejo 22 del Código Estructural y $M_{f,Rd}$ debe reducirse según el apartado 5.4(2). Si el axil fuese tan grande que se encuentre toda el alma comprimida, debe aplicarse el apartado 7.1(5).

(5) Debe comprobarse el ala de una sección de viga en cajón empleando el apartado 7.1(1) tomando $M_{f,Rd} = 0$ y τ_{Ed} como el valor promedio de las tensiones tangenciales concentradas en el ala, el cual no debe ser menor que la mitad de la máxima tensión tangencial en el ala y $\bar{\eta}_1$ se toma como η_1 de acuerdo con el apartado 4.6(1). Adicionalmente, los subpaneles deben ser comprobados empleando el valor promedio de las tensiones tangenciales contenidas en el subpanel, además de determinar χ_w para la abolladura por cortante del subpanel acorde con el apartado 5.3, suponiendo como rígidos los rigidizadores longitudinales.

7.2 Interacción entre carga concentrada transversal, momento flector y axil

(1) Si la viga se encuentra sometida a una carga concentrada transversal actuando en el ala comprimida en combinación con un momento flector y un axil, la resistencia debe comprobarse empleando los apartados 4.6, 6.6 y con la siguiente expresión de interacción:

$$\eta_2 + 0,8\eta_1 \leq 1,4 \quad (7.2)$$

(2) Si la carga concentrada actúa en el ala traccionada, la resistencia debe comprobarse de acuerdo con el apartado 6. Adicionalmente, debe comprobarse que cumple también con lo establecido en el apartado 6.2.1(5) del Anejo 22 del Código Estructural.

8 Abolladura del alma inducida por el ala comprimida

(1) Para prevenir la posibilidad de abolladura del alma por efecto de las tensiones tangenciales concentradas que transmite el ala comprimida por efecto de la propia deformación por flexión, la esbeltez del alma h_w/t_w debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad (8.1)$$

donde:

A_w es la área del alma

A_{fc} área eficaz del ala comprimida

h_w es el canto del alma

t_w es el espesor del alma.

El valor del coeficiente k se toma:

- cuando se utilice la capacidad de giro plástico $k = 0,3$
- cuando se utilice la resistencia al momento plástico $k = 0,4$
- cuando se utilice la resistencia elástica al momento elástico $k = 0,55$

(2) En presencia de vigas curvas en alzado, con el ala comprimida en el lado cóncavo, la condición a cumplir será:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{k \frac{E}{f_y f} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}}{\sqrt{1 + \frac{h_w E}{3 r f_y f}}} \quad (8.2)$$

siendo r el radio de curvatura del ala comprimida.

9 Rigidizadores

9.1 Generalidades

(1) En este apartado se dan los criterios para la comprobación de elementos rigidizadores en estructuras de chapa, como complemento a los criterios para la abolladura de chapa de los apartados 4 al 7.

(2) Cuando se verifica la resistencia frente a pandeo, la sección eficaz de un rigidizador puede tomarse como el área bruta del rigidizador más una porción de chapa de ancho igual a $15\epsilon t$ o no mayor que el ancho real disponible a ambos lados del rigidizador sin solaparse con el ancho colaborante de los rigidizadores adyacentes, véase la figura A25.9.1

(3) En general, la carga axil actuante en un rigidizador transversal debe obtenerse como la suma de la carga resultante del esfuerzo cortante (véase el apartado 9.3.3(3)) y de las cargas externas aplicadas sobre el mismo.

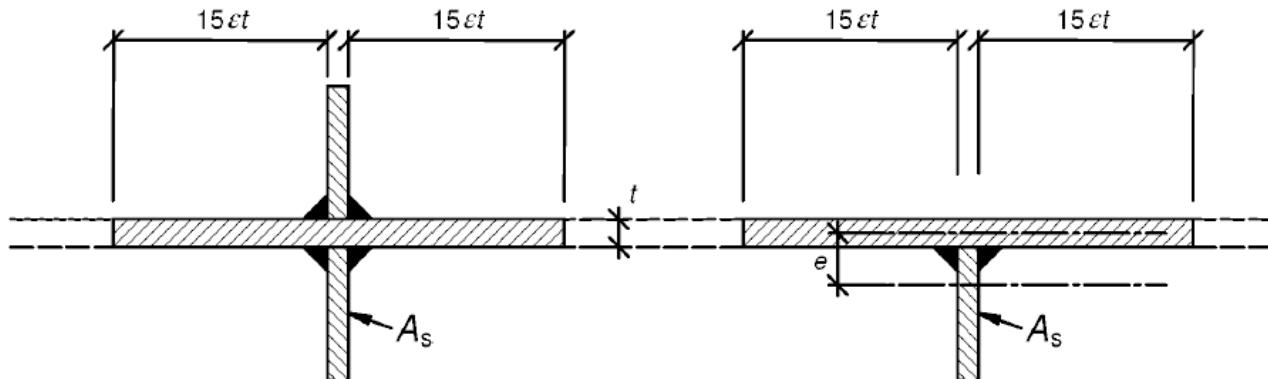


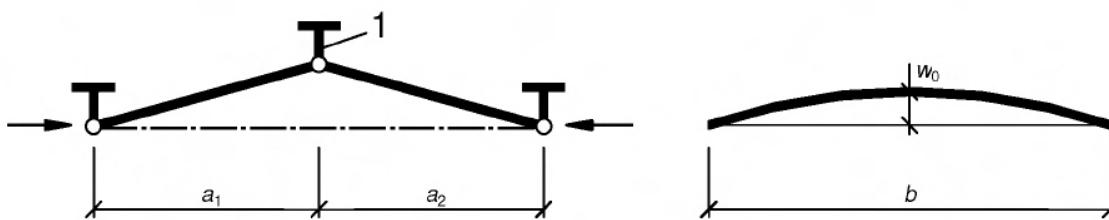
Figura A25.9.1 Sección transversal eficaz de un rigidizador

9.2 Tensiones normales

9.2.1 Requisitos mínimos para los rigidizadores transversales

(1) Con el fin de conseguir un soporte rígido para una chapa con o sin rigidizadores longitudinales, los rigidizadores transversales intermedios deben satisfacer los requisitos mínimos (de rigidez y de resistencia) que se indican a continuación.

(2) El rigidizador transversal debe ser tratado como un elemento simplemente apoyado con una imperfección inicial sinusoidal w_0 igual a $s/300$, siendo s la menor de las dimensiones a_1 , a_2 o b , véase la figura A25.9.2. Donde a_1 y a_2 son las longitudes de los paneles adyacentes al rigidizador transversal considerado y b es la altura del rigidizador transversal entre los centros de gravedad de las alas o luz del propio rigidizador. Las excentricidades deben tenerse en cuenta correctamente.



Leyenda

1 Rigidizador transversal

Figura A25.9.2 Rigidizador transversal

(3) El rigidizador transversal debe soportar las fuerzas de desvío procedentes de los paneles comprimidos adyacentes bajo la hipótesis de que los dos rigidizadores transversales adyacentes son rígidos y se mantienen rectos bajo la acción conjunta de cualquier carga externa y con esfuerzo axil de acuerdo con la NOTA del apartado 9.3.3(3). Los paneles de chapa comprimidos y los rigidizadores longitudinales se consideran simplemente apoyados en los rigidizadores transversales.

(4) Debe comprobarse en estado límite último con un análisis elástico de segundo orden, que se satisfacen los dos criterios siguientes:

- la tensión máxima en el rigidizador no debe sobrepasar f_y/γ_{M1}
- la flecha adicional no debe ser superior a $b/300$.

(5) En ausencia de una fuerza axil en el rigidizador transversal, puede asumirse que ambos criterios asumidos en el punto (4) son correctos siempre que la inercia de los rigidizadores transversales I_{st} no sea inferior a:

$$I_{st} = \frac{\sigma_m}{E} \left(\frac{b}{\pi} \right)^4 \left(1 + w_0 \frac{300}{b} u \right) \quad (9.1)$$

donde:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \frac{N_{Ed}}{b} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right)$$

$$u = \frac{\pi^2 E e_{max}}{f_y 300 b} \geq 1,0$$

e_{max} máxima distancia de la fibra extrema del rigidizador al centro de gravedad de éste

N_{Ed} máximo esfuerzo de compresión de los paneles adyacentes al rigidizador, no siendo menor que el producto de la tensión máxima de compresión por la mitad del área eficaz^p de compresión del panel, incluyendo los rigidizadores

$\sigma_{cr,c}, \sigma_{cr,p}$ se definen en el apartado 4.5.3 y en el Apéndice A.

NOTA: Cuando una carga se aplica fuera del plano de los rigidizadores transversales, se remite al Anejo 29 del Código Estructural.

(6) Si el rigidizador se ve sometido a esfuerzo axial de compresión, debe incrementarse este en un valor $\Delta N_{st} = \sigma_m b^2 / \pi^2$ con el propósito de tener en cuenta las fuerzas de desvío. Los criterios definidos en el punto (4) se aplican en caso de no ser necesario considerar ΔN_{st} en el cálculo de las tensiones uniformes a partir del axial en el rigidizador.

(7) De forma simplificada los requisitos establecidos en el punto (4) pueden comprobarse, en ausencia de axiles, empleando un análisis elástico de primer orden teniendo en cuenta la carga adicional equivalente lateral y distribuida de manera uniforme q actuando sobre la longitud b (9.2):

$$q = \frac{\pi}{4} \sigma_m (w_0 + w_{el}) \quad (9.2)$$

donde:

σ_m se define anteriormente en el punto (5)

w_0 se define en la figura A25.9.2

w_{el} es la deformación elástica, que puede determinarse iterativamente o bien tomándose igual al máximo valor de la flecha adicional $b/300$.

(8) A menos de que se lleve a cabo un método más avanzado de análisis con el fin de prevenir el pandeo por torsión de los rigidizadores transversales de una sección abierta, debe satisfacerse el siguiente criterio:

$$\frac{I_T}{I_P} \leq 5,3 \frac{f_y}{E} \quad (9.3)$$

donde:

I_P es la inercia polar del rigidizador, considerado aisladamente, alrededor del borde fijado a la chapa rigidizada

I_T es la constante torsional de St. Venant (módulo de torsión uniforme) del rigidizador considerado aislado.

(9) Cuando se considere la rigidez de alabeo, los rigidizadores deben cumplir con el punto (8) o con el siguiente criterio:

$$\sigma_{cr} \geq \theta f_y \quad (9.4)$$

donde:

σ_{cr} es la tensión crítica elástica para pandeo por torsión sin considerar las coacciones al giro de la chapa

θ es un parámetro para asegurar el comportamiento de la sección de Clase 3. Para su utilización se empleará el valor $\theta = 6$.

9.2.2 Requisitos mínimos para los rigidizadores longitudinales

(1) Los requisitos relacionados con el pandeo por torsión indicados en los puntos 9.2.1(8) y (9) son también aplicables a los rigidizadores longitudinales.

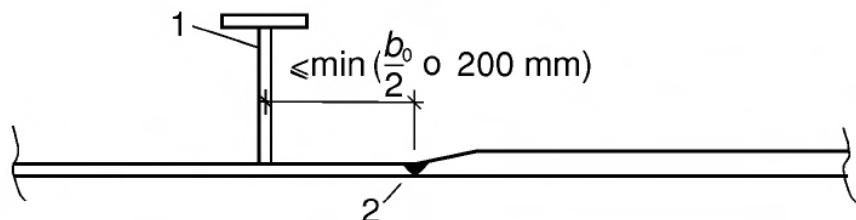
(2) Los rigidizadores longitudinales discontinuos que no atraviesan los rigidizadores transversales a través de aperturas realizadas en éstos, o que no están conectados a ambos lados del rigidizador transversal, deben:

- emplearse únicamente en paneles de alma (es decir, no se debe disponer en las alas),
- no considerarse en el análisis global,
- no considerarse en el cálculo de tensiones,
- considerarse en el cálculo de los anchos eficaces^p de subpaneles de alma,
- considerarse en el cálculo de las tensiones críticas elásticas empleadas en la respiración del alma.

(3) La comprobación resistente de estos rigidizadores se llevará a cabo acorde con lo establecido en los apartados 4.5.3 a 4.6.

9.2.3 Chapas soldadas

(1) Las soldaduras de los empalmes transversales de las chapas que presenten cambios en su espesor, deben estar próximas a un rigidizador transversal, véase la figura A25.9.3. Los efectos de la excentricidad no tienen que tenerse en cuenta, a no ser que la distancia del rigidizador a la unión soldada sea superior al menor de los valores de $(\frac{b_o}{2})$ o de 200 mm, donde b_o es el ancho de una chapa entre rigidizadores longitudinales.



Leyenda

- 1 Rigidizador transversal.
- 2 Soldadura transversal.

Figura A25.9.3 Chapas soldadas

9.2.4 Cortes en los rigidizadores

(1) Las dimensiones de los agujeros en los rigidizadores longitudinales no deben superar los valores definidos en la figura A25.9.4.

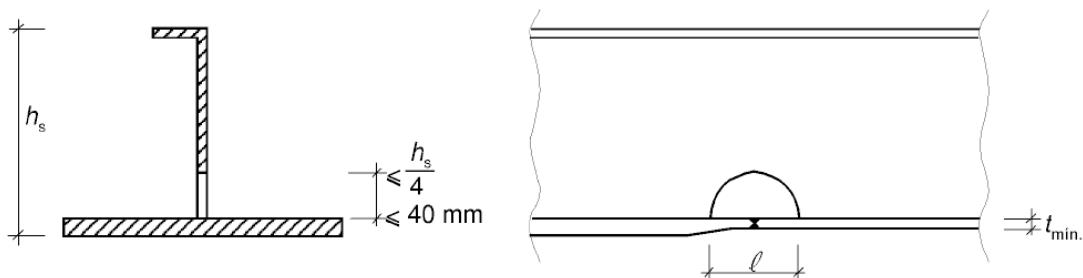


Figura A25.9.4 Cortes en rigidizadores longitudinales

(2) Los máximos valores para ℓ son:

$\ell \leq 6t_{min}$ para rigidizadores planos comprimidos

$\ell \leq 8t_{min}$ para cualquier otro tipo de rigidizadores comprimidos

$\ell \leq 15t_{min}$ para rigidizadores no comprimidos

donde t_{min} es el menor de los espesores de las chapas que se unen.

(3) Los valores límite de ℓ en el punto (2) para rigidizadores comprimidos pueden incrementarse con $\sqrt{\frac{\sigma_{x,Rd}}{\sigma_{x,Ed}}}$ cuando $\sigma_{x,Ed} \leq \sigma_{x,Rd}$ y no se supere el valor de $\ell \leq 15t_{min}$.

$\sigma_{x,Ed}$ es la tensión de compresión en el corte.

(4) En los rigidizadores transversales, los cortes no deben superar los valores definidos por la figura A25.9.5.

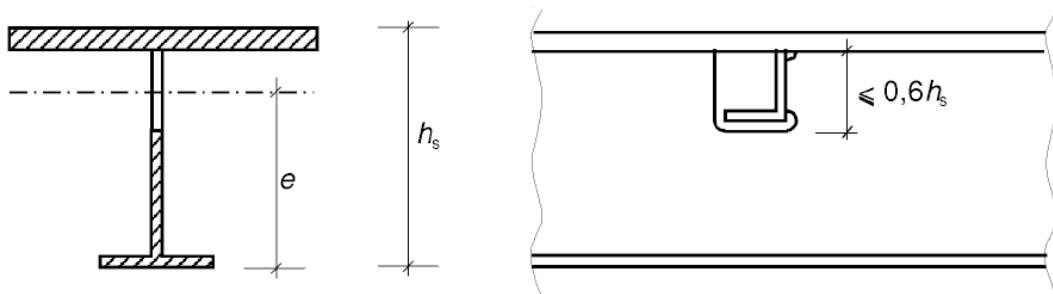


Figura A25.9.5 Cortes en rigidizadores transversales

(5) La sección bruta del alma adyacente al corte debe resistir un cortante V_{Ed} , donde

$$V_{Ed} = \frac{I_{net}}{e} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \frac{\pi}{b_G} \quad (9.5)$$

donde:

I_{net} es el momento de inercia de la sección neta del rigidizador transversal

e la máxima distancia desde eje neutro de la sección neta a la cara inferior del ala, véase la figura A25.9.5

b_G es la longitud del rigidizador transversal comprendido entre las alas.

9.3 Cortante

9.3.1 Extremo rígido

(1) El extremo rígido (véase la figura A25.5.1) debe actuar como un rigidizador de apoyo resistiendo la reacción de los apoyos (véase el apartado 9.4) y como si se tratara de una viga corta resistiendo las tensiones longitudinales de membrana en el plano del alma.

NOTA: Para excentricidades debidas a desplazamientos de apoyos, véase el Anejo 29 del Código Estructural.

(2) Un extremo rígido puede estar compuesto por dos rigidizadores transversales dobles a ambos lados del alma que forman las alas de una viga corta de longitud h_w , véase la figura A25.5.1 (b). El panel del alma comprendido entre los rigidizadores constituye el alma de esta viga corta. De modo alternativo, el panel extremo rígido puede resolverse con la introducción de un perfil laminado, unido al extremo del panel del alma, tal y como se muestra en la figura A25.9.6.

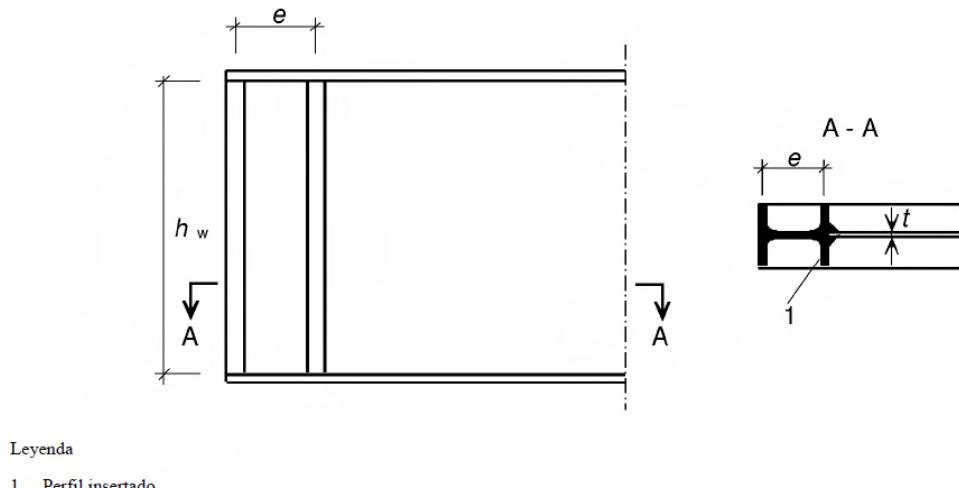


Figura A25.9.6 Perfil laminado formando un extremo rígido

(3) Cada uno de los rigidizadores transversales dobles compuestos por chapas deben tener un área transversal de, al menos $4h_w t^2/e$, donde e es la distancia entre los centros de los rigidizadores, debiendo ser $e > 0,1h_w$, véase la figura A25.5.1 (b). Cuando un extremo rígido se resuelva con un perfil laminado en vez de elementos de chapas, su módulo resistente a flexión alrededor de un eje perpendicular al alma será como mínimo $4h_w t^2$.

(4) Como alternativa el extremo de una viga puede materializarse con un único rigidizador doble y con un rigidizador vertical próximo al apoyo, de tal forma que el subpanel resista el cortante máximo cuando sea proyectado con un extremo no rígido.

9.3.2 Rigidizadores actuando como extremos no rígidos

(1) Un extremo no rígido puede materializarse mediante un único rigidizador a ambos lados del alma, tal y como se muestra en la figura A25.5.1 (c). Éste podrá actuar como un rigidizador de apoyo resistiendo la reacción en el apoyo de la viga (véase el apartado 9.4).

9.3.3 Rigidizadores transversales intermedios

(1) Los rigidizadores intermedios que trabajan como soportes rígidos para los paneles interiores del alma deben comprobarse por resistencia y rigidez.

(2) Cuando se utilicen rigidizadores transversales intermedios flexibles, su rigidez se tendrá en cuenta en el cálculo de k_t definido en el apartado 5.3(5).

(3) La sección eficaz de los rigidizadores intermedios que trabajan como soportes rígidos para paneles del alma deben tener una inercia mínima I_{st} :

$$\begin{aligned} \text{si } a/h_w < \sqrt{2}: \quad I_{st} &\geq 1,5h_w^3 t^3/a^2 \\ \text{si } a/h_w \geq \sqrt{2}: \quad I_{st} &\geq 0,75h_w t^3 \end{aligned} \tag{9.6}$$

NOTA: Los rigidizadores intermedios pueden calcularse a partir de un axil igual a $\left(V_{Ed} - \frac{1}{\lambda_w^2} f_{yw} h_w t / (\sqrt{3} \gamma_{M1})\right)$ de acuerdo con el apartado 9.2.1(3). En el caso de cortantes variables la comprobación puede realizarse para un cortante a una distancia de $0,5 h_w$ del borde de la chapa sometida a mayor cortante.

9.3.4 Rigidizadores longitudinales

(1) Se debe comprobar la resistencia frente a tensiones normales de aquellos rigidizadores que se hayan considerado en el cálculo tensional de la sección transversal.

9.3.5 Soldaduras

(1) Las soldaduras ala-alma pueden ser calculadas para un flujo de cortante nominal V_{Ed}/h_w siempre que el valor de V_{Ed} no exceda de $\chi_w f_{yw} h_w t / (\sqrt{3} \gamma_{M1})$. Para valores del esfuerzo cortante de cálculo que sean superiores a este límite, la soldadura entre almas y alas podrá dimensionarse para un flujo de cortante $\eta f_{yw} t / \sqrt{3} \gamma_{M1}$.

(2) En todos los otros casos, las soldaduras deben calcularse para transmitir los pertinentes esfuerzos perpendiculares y paralelos a los cordones entre los componentes a unir, teniendo en cuenta el método de análisis (elasto-plástico), los efectos de segundo orden y cualquier falta de unión entre las chapas.

9.4 Cargas transversales concentradas

(1) Si la resistencia de cálculo de un alma no rigidizada frente a cargas transversales concentradas resulta insuficiente, se debe disponer de rigidizadores transversales.

(2) La resistencia a pandeo fuera del plano de un rigidizador transversal sometido a una carga transversal concentrada y a cortante (véase 9.3.3(3)) debe determinarse según lo definido por el apartado 6.3.3 o por 6.3.4 del Anejo 22 del Código Estructural, empleando la curva c de pandeo. Cuando ambos extremos se suponen coaccionados lateralmente, debe emplearse una longitud de pandeo ℓ no menor que $0,75 h_w$. En los casos en que las condiciones de contorno ofrezcan una menor coacción lateral, debe emplearse un valor mayor de la longitud de pandeo ℓ . Si los rigidizadores tienen cortes en su extremo más cargado, la comprobación de su resistencia se llevará a cabo con las secciones próximas a dicho extremo.

(3) En aquellos casos en los que se emplee un rigidizador a un solo lado del alma u otros rigidizadores no simétricos, la excentricidad resultante se tendrá en cuenta al aplicar lo establecido en el apartado 6.3.3 o 6.3.4 del Anejo 22 del Código Estructural. Si se supone que los rigidizadores proporcionan arriostramiento lateral al ala comprimida, éstos deben cumplir los criterios de resistencia y rigidez establecidos para la comprobación frente a pandeo por torsión lateral.

10 Método de las tensiones reducidas

(1) El siguiente método puede emplearse para determinar el límite tensional en chapas rigidizadas y no rigidizadas.

NOTA 1: Este es un método alternativo al método del ancho eficaz especificado de los apartados 4 al 7, el cual tiene en cuenta lo siguiente:

- $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ y τ_{Ed} se consideran actuando simultáneamente,
- la limitación tensional de la parte más débil de la sección puede condicionar la resistencia de la sección completa.

NOTA 2: La tensión límite puede emplearse también para determinar las áreas eficaces equivalentes.

(2) En el caso de paneles rigidizados y no rigidizados sometidos a tensiones combinadas $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ y τ_{Ed} podrá asumirse las propiedades de una sección de Clase 3, cuando

$$\frac{\rho \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1 \quad (10.1)$$

donde:

$\alpha_{ult,k}$ es el coeficiente mínimo de amplificación para que con las cargas de cálculo se alcanza el valor característico de la resistencia en el punto más crítico de la chapa, véase el punto (4)

ρ es el coeficiente de reducción que depende de la esbeltez $\bar{\lambda}_P$ de la chapa para tener en cuenta la abolladura, véase el punto (5)

γ_{M1} es el coeficiente parcial aplicado en este método.

(3) La esbeltez adimensional de la chapa $\bar{\lambda}_P$, debe tomarse de:

$$\bar{\lambda}_P = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \quad (10.2)$$

donde:

α_{cr} es el coeficiente de amplificación mínimo de las cargas de cálculo para las cuales se alcanza el límite elástico de la chapa bajo un campo de tensión completa, véase el punto (6).

NOTA 1: Para el cálculo de α_{cr} en chapas rigidizadas sometidas a un campo completo de tensiones, la chapa rigidizada puede modelizarse empleando las directrices de los apartados 4 y 5, sin embargo, no hay reducción de la inercia de los rigidizadores longitudinales como se especifica en el apartado 5.3(4).

NOTA 2: Cuando no puede determinarse α_{cr} para una chapa y sus subpaneles como un todo, puede aplicarse comprobaciones por separado para los subpaneles y para la chapa completa.

(4) Para determinar $\alpha_{ult,k}$ puede emplearse el siguiente criterio de plastificación para la resistencia:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y}\right)^2 \quad (10.3)$$

donde $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ y τ_{Ed} son los componentes del campo de tensiones en estado límite último.

NOTA: La ecuación (10.3) se asume que el límite de resistencia se alcanza cuando se produce la plastificación sin considerar fenómenos de inestabilidad (abolladura o pandeo).

(5) El coeficiente de reducción ρ puede determinarse a partir de los siguientes métodos:

a) como el mínimo valor de los coeficientes siguientes:

ρ_x para tensiones longitudinales, indicado en el apartado 4.5.4(1), teniendo en cuenta un comportamiento tipo columna cuando proceda

ρ_z para tensiones transversales indicado en el apartado 4.5.4(1), teniendo en cuenta un comportamiento tipo columna cuando proceda

χ_w para tensiones tangenciales indicado en el apartado 5.3(1).

La esbeltez $\bar{\lambda}_P$ en cada caso se calculará de acuerdo con la ecuación (10.2)

NOTA: Este método conduce a la siguiente comprobación:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 \leq \rho^2 \quad (10.4)$$

NOTA: Para el cálculo de ρ_z correspondiente a tensiones transversales, deben aplicarse las reglas definidas por el apartado 4 para tensiones normales σ_x pero en la dirección z de σ_z . Por razones de coherencia, no se debe aplicar el apartado 6.

b) un valor interpolado entre los valores ρ_x , ρ_z y χ_w determinados en a) mediante el empleo de la fórmula para $\alpha_{ult,k}$ como función de interpolación.

NOTA: Este método conduce a la siguiente comprobación:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y/\gamma_{M1}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y/\gamma_{M1}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1 \quad (10.5)$$

c) en el caso de chapas sometidas a compresión biaxial, se debe usar la siguiente expresión:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 - V \cdot \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}}\right) \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}}\right) + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w f_y / \gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1 \quad (10.5a)$$

donde:

$V = \rho_x \cdot \rho_z$ cuando $\sigma_{x,Ed}$ y $\sigma_{z,Ed}$, son ambas compresiones, entonces $V = 1$.

NOTA 1: La verificación de las fórmulas (10.3), (10.4), (10.5) y (10.5a) incluyen una interacción tipo placa entre los esfuerzos cortantes, momentos flectores, axiles y fuerzas transversales concentradas, por lo que el apartado 7 no debe aplicarse.

NOTA 2: En caso de chapas con tracción y compresión se utilizarán las ecuaciones (10.4) y (10.5) únicamente para las partes comprimidas.

(6) Cuando los valores de α_{cr} para un campo completo de tensiones no estén disponibles y puede emplearse el valor de $\alpha_{cr,i}$ para varios componentes del campo de tensiones $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ y τ_{Ed} , el valor de α_{cr} puede calcularse como sigue:

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{1+\psi_x}{4\alpha_{cr,x}} + \frac{1+\psi_z}{4\alpha_{cr,z}} + \left[\left(\frac{1+\psi_x}{4\alpha_{cr,x}} + \frac{1+\psi_z}{4\alpha_{cr,z}} \right)^2 + \frac{1-\psi_x}{2\alpha_{cr,x}^2} + \frac{1-\psi_z}{2\alpha_{cr,z}^2} + \frac{1}{\alpha_{cr,\tau}^2} \right]^{1/2} \quad (10.6)$$

donde: $\alpha_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{x,Ed}}$

$$\alpha_{cr,z} = \frac{\sigma_{cr,z}}{\sigma_{z,Ed}}$$

$$\alpha_{cr,\tau} = \frac{\tau_{cr,\tau}}{\tau_{\tau,Ed}}$$

y $\sigma_{cr,x}$, $\sigma_{cr,z}$ y τ_{cr} , ψ_x y ψ_z se calculan a partir de los apartados 4 al 6.

(7) La rigidización y las disposiciones constructivas de los paneles de chapa deben calcularse de acuerdo con el apartado 9.

Apéndice A. Recomendaciones para el cálculo de los coeficientes de reducción para chapas rigidizadas

A.1 Chapa ortótropa equivalente

- (1) Las chapas con más de dos rigidizadores longitudinales pueden tratarse como chapas ortótropas.
- (2) La tensión crítica de abolladura elástica de la chapa ortótropa equivalente puede obtenerse:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \sigma_E \quad (\text{A.1})$$

donde:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2} = 190.000 \left(\frac{t}{b}\right)^2 \text{ en [N/mm}^2]$$

$k_{\sigma,p}$ es el coeficiente de abolladura de acuerdo con la teoría de chapa ortótropa, considerando los rigidizadores longitudinales distribuidos de manera uniforme sobre la chapa

b se define en la figura A25.A.1

t es el espesor de la chapa.

NOTA 1: El coeficiente de abolladura $k_{\sigma,p}$ se obtiene a partir de diagramas apropiados para la rigidización distribuida, o mediante simulaciones numéricas. Alternativamente se pueden emplear los diagramas para rigidizadores ubicados de manera discreta siempre y cuando se pueda ignorar la abolladura local de los subpaneles y se estudie de manera separada.

NOTA 2: $\sigma_{cr,p}$ es la tensión crítica de abolladura elástica de la chapa en el borde del panel donde aparece la máxima tensión de compresión, véase la figura A25.A.1.

NOTA 3: En el caso de comprobación de un panel del alma, el ancho b en las ecuaciones (A.1) y (A.2) podrá reemplazarse por el canto del alma h_w .

NOTA 4: Para chapas rigidizadas con al menos tres rigidizadores longitudinales con la misma separación, el coeficiente $k_{\sigma,p}$ de abolladura de chapa (abolladura global de la chapa rigidizada) puede aproximarse mediante la siguiente expresión:

$$k_{\sigma,p} = \begin{cases} \frac{2((1+\alpha^2)^2 + \gamma - 1)}{\alpha^2(\psi+1)(1+\delta)} & \text{si } \alpha \leq \sqrt[4]{\gamma} \\ \frac{4(1+\sqrt{\gamma})}{(\psi+1)(1+\delta)} & \text{si } \alpha > \sqrt[4]{\gamma} \end{cases} \quad (\text{A.2})$$

con:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0,5$$

$$\gamma = \frac{I_{sl}}{I_p}$$

$$\delta = \frac{A_{sl}}{A_p}$$

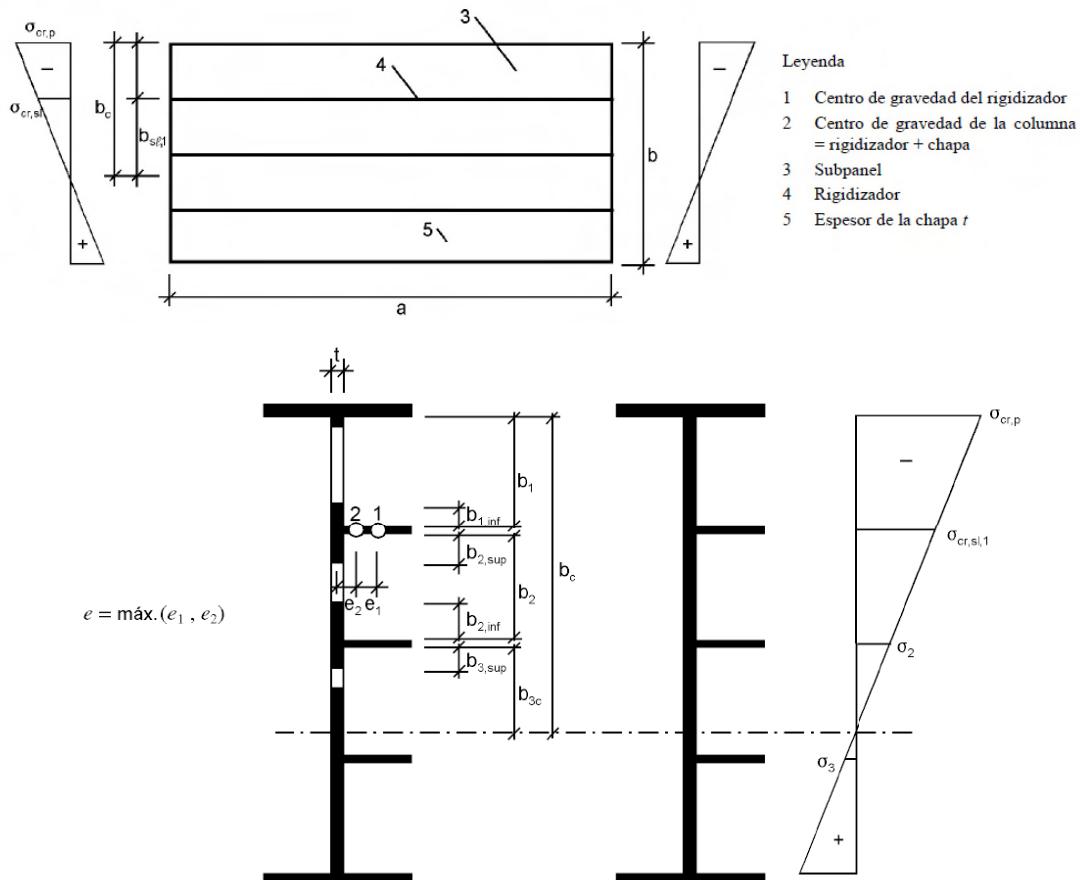
$$\alpha = \frac{a}{b} \geq 0,5$$

donde:

I_{sl} es el momento de inercia de la chapa rigidizada considerada como un todo

I_p es el momento de inercia de una chapa = $\frac{bt^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{bt^3}{10,92}$

- A_{sl} es el sumatorio de las áreas brutas de todos los rigidizadores longitudinales considerados individualmente
- A_p es el área bruta de la chapa = bt
- σ_1 es el valor máximo de la tensión en el extremo de un panel
- σ_2 es el valor mínimo de la tensión en el otro extremo del panel
- a, b y t están definidos en la figura A25.A.1.



	Ancho para el área bruta	Ancho para el área eficaz de acuerdo con la tabla A25.4.1	Condición para ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3 - \psi_1}{5 - \psi_1} b_1$	$\frac{3 - \psi_1}{5 - \psi_1} b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5 - \psi_2} b_2$	$\frac{2}{5 - \psi_2} b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3 - \psi_2}{5 - \psi_2} b_2$	$\frac{3 - \psi_2}{5 - \psi_2} b_{2,eff}$	$\psi_2 > 0$
$b_{3,sup}$	$0,4b_{3c}$	$0,4b_{3c,eff}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

Figura A25.A.1 Notación empleada para chapas longitudinalmente rigidizadas

A.2 Abolladura crítica en chapas con uno o dos rigidizadores en la zona comprimida

A.2.1 Procedimiento general

(1) Si la chapa rigidizada tiene solamente un único rigidizador longitudinal en la zona comprimida, el procedimiento descrito en el apartado A.1 puede simplificarse considerando que el estudio de una columna sobre lecho elástico refleja el efecto placa en la dirección perpendicular a la columna. La tensión crítica elástica de pandeo de la columna equivalente puede obtenerse siguiendo lo indicado en el apartado A.2.2.

(2) Para el cálculo de $A_{sl,1}$ e $I_{sl,1}$ la sección bruta de la columna debe tomarse igual a la sección bruta del rigidizador considerando los tramos adyacentes de la chapa del modo que se describe a continuación. En caso que el subpanel se encuentre totalmente en la zona comprimida, se tomará un porcentaje de $(3 - \Psi)/(5 - \Psi)$ de su ancho b_1 en el borde del panel con menor tensión y un porcentaje de $2/(5 - \Psi)$ para el borde con mayor tensión. En caso de producirse un cambio de signo en la distribución de tensiones (cambio de compresión a tracción) dentro del mismo subpanel, se tomará como parte de la columna un porcentaje del 0,4 del ancho b_c de la parte comprimida de este subpanel, véase la figura A25.A.2 y también la tabla A25.4.1, donde Ψ es la relación de tensiones relativa al subpanel considerado.

(3) El área eficaz^p de la sección transversal $A_{sl,1,eff}$ de la columna ficticia debe tomarse como el área eficaz^p de la sección transversal del rigidizador $A_{sl,eff}$ y de las partes efectivas^p de la chapa, véase la figura A25.A.2. La esbeltez del elemento de chapa en la columna ficticia puede determinarse de acuerdo con el apartado 4.4(4), con $\sigma_{com,Ed}$ calculado para la sección transversal bruta de la chapa.

(4) Si $\rho_c f_{yd} / \gamma_{M1}$, con ρ_c de acuerdo con el apartado 4.5.4(1), es mayor que la tensión media en la columna ficticia $\sigma_{com,Ed}$, no debe realizarse la reducción del área eficaz^p de dicha columna. Por otra parte, la reducción de acuerdo con la ecuación (4.6) se sustituye por:

$$A_{c,eff,loc} = \frac{\rho_c f_y A_{sl,1}}{\sigma_{com,Ed} \gamma_{M1}} \quad (\text{A.3})$$

(5) La reducción mencionada en el apartado A.2.1(4) debe aplicarse únicamente al área de la columna ficticia. No será necesario aplicar la reducción a otras partes comprimidas de la chapa, pero sí debe tenerse en cuenta la reducción por abolladura en los subpaneles.

(6) Como alternativa a emplear un área eficaz^P de acuerdo con el apartado A.2.1(4), la resistencia de la columna puede determinarse acorde con los apartados A.2.1(5) a (7) y comprobarse si excede el valor ponderado de la tensión $\sigma_{com,Ed}$.

NOTA: Este enfoque puede emplearse también en el caso de rigidizadores múltiples en los cuales pueden despreciarse la coacción de la chapa, en este caso la columna ficticia se considera libre de pandear fuera del plano del alma.

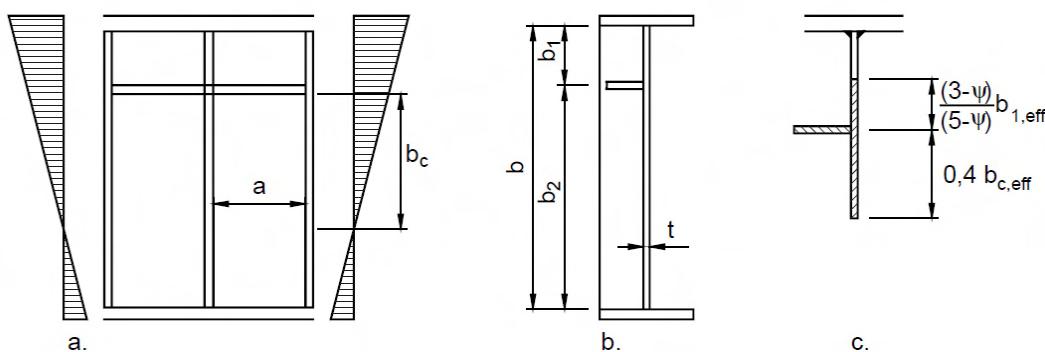


Figura A25.A.2 Notación empleada para chapas con un único rigidizador en la zona comprimida

(7) Si la chapa rigidizada tiene dos rigidizadores longitudinales en la zona comprimida, puede aplicarse el procedimiento de un único rigidizador descrito en el apartado A.2.1(1), véase la figura A25.A.3. En primer lugar, se asume que cada uno de los rigidizadores pandea mientras que el otro actúa como soporte rígido. Posteriormente debe comprobarse el pandeo simultáneo de ambos rigidizadores, para ello se contempla un único rigidizador que agrupa el efecto de ambos de la siguiente manera:

- la suma de las respectivas áreas y momentos de inercia I_{sl} para un rigidizador individual.
- Estará localizada en la línea de aplicación de la resultante de las respectivas fuerzas de cada uno de los rigidizadores individuales.

Para cada una de estas situaciones ilustradas en la figura A25.A.3 se calcula el valor apropiado de $\sigma_{cr,p}$, véase el apartado A.2.2(1), con $b_1 = b_1^*$, $b_2 = b_2^*$, y $B^* = b_1^* + b_2^*$, véase la figura A25.A.3.

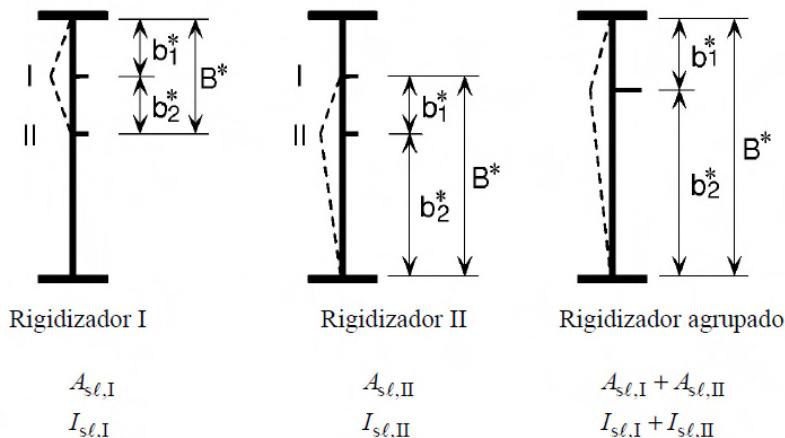


Figura A25.A.3 Notación aplicada para chapa con dos rigidizadores en la zona comprimida

A.2.2 Modelo simplificado de columna ficticia coaccionada por la chapa

(1) En el caso de una chapa rigidizada con un rigidizador longitudinal localizado en la zona comprimida, la tensión crítica elástica de pandeo del rigidizador puede calcularse como sigue, sin tener en cuenta los rigidizadores en la zona de tracción:

$$\sigma_{cr,sl} = \begin{cases} \frac{1,05 E}{A_{sl,1}} \sqrt{\frac{I_{sl,1} t^3 b}{b_1 b_2}} & \text{si } a \geq a_c \\ \frac{\pi^2 E I_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} + \frac{E t^3 b a^2}{4 \pi^2 (1-\nu^2) A_{sl,1} b_1^2 b_2^2} & \text{si } a < a_c \end{cases} \quad (\text{A.4})$$

$$\text{Con } a_c = 4,33 \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} b_1^2 b_2^2}{t^3 b}}$$

donde:

- $A_{sl,1}$ es el área bruta de la columna ficticia obtenida del apartado A.2.1(2)
- $I_{sl,1}$ es el momento de inercia de la sección transversal bruta de la columna ficticia definida en el apartado A.2.1(2) alrededor de un eje que pase por su centro de gravedad y paralelo al plano de la chapa
- b_1, b_2 son las distancias de los bordes longitudinales del alma a los rigidizadores $b_1 + b_2 = b$.

(2) En el caso de una chapa rigidizada con dos rigidizadores longitudinales localizados en la zona de compresión, el límite elástico por abolladura crítica de la chapa es el valor más bajo de los tres cálculos anteriores empleando la ecuación (A.4) con $b_1 = b_1^*$, $b_2 = b_2^*$, y $b = B^*$. Los rigidizadores en la zona de tracción se ignoran en el cálculo.

A.3 Coeficientes de abolladura por cortante

(1) Para chapas con rigidizadores transversales rígidos y sin rigidizadores longitudinales o con más de dos rigidizadores longitudinales, el coeficiente de abolladura por cortante k_τ puede obtenerse como sigue:

$$k_\tau = 5,34 + 4,00(h_w/a)^2 + k_{tsl} \quad \text{para } a/h_w \geq 1 \quad (\text{A.5})$$

$$k_\tau = 4,00 + 5,34(h_w/a)^2 + k_{tsl} \quad \text{para } a/h_w < 1$$

donde: $k_{tsl} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right)^3}$ siendo no menor que $\frac{2,1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}}$

a es la distancia entre rigidizadores transversales (véase la figura A25.5.3)

I_{sl} es el momento de inercia del rigidizador longitudinal respecto al eje z, véase la figura A25.5.3(b). Para almas con dos o más rigidizadores longitudinales, no necesariamente equidistantes, I_{sl} es la suma de la rigidez de cada rigidizador.

NOTA: No se considera en la ecuación (A.5) los rigidizadores transversales no rígidos intermedios.

(2) La ecuación (A.5) puede aplicarse a chapas con uno o dos rigidizadores longitudinales, únicamente si la relación de aspecto $\alpha = \frac{a}{h_w}$ cumple que $\alpha \geq 3$. Para chapas con un o dos rigidizadores longitudinales y con una relación de aspecto $\alpha < 3$ el coeficiente de abolladura por cortante debe tomarse de la siguiente fórmula:

$$k_\tau = 4,1 + \frac{6,3+0,18 \frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}} \quad (\text{A.6})$$

Apéndice B. Recomendaciones para los elementos estructurales no uniformes

B.1 Generalidades

- (1) Las reglas del apartado 10 son aplicables a las almas de elementos estructurales con alas no paralelas como ocurre en vigas acarteladas y las almas con aperturas regulares e irregulares y con los rigidizadores no ortogonales.
- (2) Para determinar α_{ult} y α_{crit} , pueden calcularse aplicando el método de los elementos finitos, véase el Apéndice C.
- (3) Los coeficientes de reducción ρ_x, ρ_z y χ_w para la esbeltez $\bar{\lambda}_P$ pueden obtenerse a partir de la curva apropiada de abolladura de chapa, véanse los apartados 4 y 5.

NOTA: Los coeficientes de reducción ρ_x, ρ_z y χ_w también pueden determinarse como sigue:

$$\rho = \frac{1}{\phi_P + \sqrt{\phi_P^2 - \bar{\lambda}_P}} \quad (\text{B.1})$$

donde $\phi_P = \frac{1}{2}(1 + \alpha_p(\bar{\lambda}_P - \bar{\lambda}_{P0}) + \bar{\lambda}_P)$

y $\bar{\lambda}_P = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}$

Los valores de $\bar{\lambda}_{P0}$ y α_p se muestran a continuación en la tabla A25.B.1. Los valores en la tabla A25.B.1 han sido calibrados con las curvas de abolladura de los apartados 4 y 5. Proporcionan una correlación directa con la imperfección geométrica equivalente mediante la fórmula:

$$e_0 = \alpha_p(\bar{\lambda}_P - \bar{\lambda}_{P0}) \frac{t}{6} \frac{\frac{\rho \bar{\lambda}_P}{\gamma_M 1}}{1 - \rho \bar{\lambda}_P} \quad (\text{B.2})$$

Tabla A25.B.1 Valores de $\bar{\lambda}_{P0}$ y α_p

Producto	Modo de inestabilidad predominante	α_p	$\bar{\lambda}_{P0}$
Laminado en caliente	tensión normal longitudinal para $\psi \geq 0$	0, 13	0, 70
	tensión normal longitudinal para $\psi < 0$ cortante tensión transversal		0, 80
Soldado o conformado en frío	tensión normal longitudinal para $\psi \geq 0$	0, 34	0, 70
	tensión normal longitudinal para $\psi < 0$ cortante tensión transversal		0, 80

B.2 Interacción entre abolladura de chapa y pandeo lateral de torsión de los elementos estructurales

(1) El método descrito en el apartado B.1 puede extenderse para comprobar la combinación de la abolladura de una chapa con el pandeo lateral por torsión de una viga, calculando los valores de α_{ult} y α_{cr} como sigue a continuación:

α_{ult} es el mínimo factor de amplificación de carga para que las acciones de cálculo alcancen el valor característico de la resistencia de la sección transversal más crítica, sin considerar la abolladura de chapa o el pandeo lateral por torsión

α_{cr} es el mínimo factor de amplificación de carga para que las acciones de cálculo para alcancen la carga crítica elástica de una viga, considerando la abolladura de chapa y los modos de pandeo lateral por torsión.

(2) En el caso de que α_{cr} contenga modos de pandeo lateral por torsión, el coeficiente de reducción ρ empleado debe ser el menor de los siguientes valores: el coeficiente de reducción descrito con el apartado B.1(3) y el valor de χ_{LT} para el pandeo lateral por torsión acorde con el apartado 6.3.3 del Anejo 22 del Código Estructural.

Apéndice C. Recomendaciones para el cálculo por métodos de los elementos finitos (EF)

C.1 Generalidades

(1) El siguiente apéndice recoge recomendaciones para el empleo del método de los elementos finitos (EF) para la comprobación de los estados límite último, de servicio o fatiga de las estructuras formadas por chapas.

NOTA 2: Estas recomendaciones están dirigidas a ingenieros con experiencia en el empleo de métodos de elementos finitos.

(2) La elección del método de los elementos finitos dependerá del problema a analizar. La elección puede basarse en las siguientes hipótesis:

Tabla A25.C.1 Hipótesis relativa al método de los EF

Nº	Comportamiento del material	Comportamiento geométrico	Imperfecciones, véase el apartado C.5	Ejemplos de uso
1	lineal	lineal	no	Efectos de arrastre por cortante elástico, resistencia elástica
2	no lineal	lineal	no	Resistencia plástica en ELU
3	lineal	no lineal	no	Carga crítica de abolladura de chapa
4	lineal	no lineal	si	Resistencia elástica a la abolladura de chapa
5	no lineal	no lineal	si	Resistencia elasto-plástica en ELU

C.2 Uso

(1) Al emplear el método de EF en los cálculos estructurales se debe tener especial cuidado en:

- la modelización del componente estructural y de sus condiciones de contorno,
- la elección del programa de cálculo adecuado y su documentación,
- el uso de imperfecciones,
- la modelización de las propiedades del material,
- la modelización de las cargas,
- la modelización del criterio de estado límite,
- los coeficientes parciales a aplicar.

Los modelos de elementos finitos que se usen para analizar el comportamiento de chapas delgadas estarán contrastados con ejemplos de referencia.

C.3 Modelización

(1) La elección del modelo de EF (modelos definidos por elementos tipo lámina o elementos sólidos) y el tamaño de la malla propuesta debe ser conforme con la precisión requerida en los resultados. En caso de duda en la aplicación de la malla o el tipo de método de EF a emplear, debe verificarse con un análisis más sensible con sucesivo refinado de la malla.

(2) La modelización por métodos de EF se realiza ya sea para:

- un elemento estructural completo,
- o parte de un elemento estructural.

NOTA: Un ejemplo de elemento completo podría ser el alma y/o la chapa inferior de una viga continua con sección en cajón en la región del apoyo intermedio donde la chapa inferior trabaje a compresión. Un ejemplo de subestructura podría ser un subpanel de una chapa inferior bajo una carga plana en 2D.

(3) Las condiciones de contorno en los apoyos, las interfaces y los detalles para introducir las cargas deben ser elegidos para obtener resultados del lado de la seguridad.

(4) Debe tomarse para las propiedades geométricas los valores nominales.

(5) Cuando se consideren las imperfecciones, estas se basarán en las formas y amplitudes dadas por el apartado C.5.

(6) Las propiedades de los materiales deben basarse en las reglas descritas en el apartado C.6(2).

C.4 Elección del programa de cálculo y la documentación

(1) El programa de cálculo elegido debe ser adecuado para el análisis a realizar y su fiabilidad ha de ser contrastable.

NOTA: La fiabilidad del producto podrá ser comprobado por un banco normalizado de pruebas adecuadas.

(2) El tamaño de la malla, las cargas aplicadas, las condiciones de contorno y otros datos a introducir en el modelo, así como los resultados deben de documentarse de forma que puedan ser comprobados por terceros.

C.5 Uso de las imperfecciones

(1) Cuando las imperfecciones deben incluirse en un modelo de EF, deben tenerse en cuenta tanto las imperfecciones geométricas como las estructurales.

(2) A menos que se realice un análisis más exhaustivo de las imperfecciones geométricas y estructurales, se podrán emplear imperfecciones geométricas equivalentes. De cara a su utilización, se empleará un valor del 80% de las tolerancias geométricas de fabricación.

NOTA 2: Las imperfecciones estructurales relativas a las tensiones residuales pueden ser representadas por el patrón de tensión procedente de los procesos de fabricación con amplitudes equivalentes de los valores medios (o esperados).

(3) Debe comprobarse la apropiada dirección de imperfección para obtener la resistencia más baja.

(4) Pueden emplearse las hipótesis a asumir para las imperfecciones geométricas equivalentes acordes con la tabla A25.C.2 y la figura A25.C.1.

Tabla A25.C.2 Imperfecciones geométricas equivalentes

Tipo de imperfección	Componente	Forma	Magnitud
Global	Elemento estructural con longitud ℓ	Arco	Véase Anejo 22 del Código Estructural, Tabla A22.5.1
Global	Rigidizador longitudinal con longitud a	Arco	Mínimo entre ($a/400, b/400$)
Local	Panel o subpanel de lados a o b	Modo propio de abolladura	Mínimo entre ($a/200, b/200$)
Local	Rigidizador o ala sometido a torsión	Torsión en arco	1/50

Tipo de imperfección	Componente
Elemento de longitud ℓ	
Rigidizador longitudinal de longitud a	
Panel local o subpanel	
Rigidizador local o ala sometida a giro por torsión	

Figura A25.C.1 Modelización de las imperfecciones geométricas equivalentes

(5) Cuando se combinen estas imperfecciones, debe elegirse una imperfección principal y las imperfecciones que la acompañan pueden reducirse al 70%.

NOTA 1: Cualquier tipo de imperfección puede tomarse como imperfección principal, las otras pueden tomarse como imperfecciones que acompañan.

NOTA 2: Pueden aplicarse las imperfecciones geométricas equivalentes como fuerzas equivalentes que actúan sobre los elementos estructurales.

C.6 Propiedades del material

- (1) Deben tomarse las propiedades de los materiales con sus valores característicos.
- (2) Dependiendo de la precisión requerida y de las deformaciones máximas alcanzadas pueden emplearse los siguientes enfoques para el comportamiento del material, véase la figura A25.C.2:

- a) elasto-plástico sin endurecimiento,
- b) elasto-plástico con pseudo-endurecimiento (por razones numéricas),
- c) elasto-plástico con endurecimiento lineal,
- d) curva real de tensión-deformación calculada a partir del diagrama tensión-deformación medida como sigue a continuación:

$$\sigma_{true} = \sigma(1 + \varepsilon) \quad (\text{C.1})$$

$$\varepsilon_{true} = \ell n(1 + \varepsilon)$$

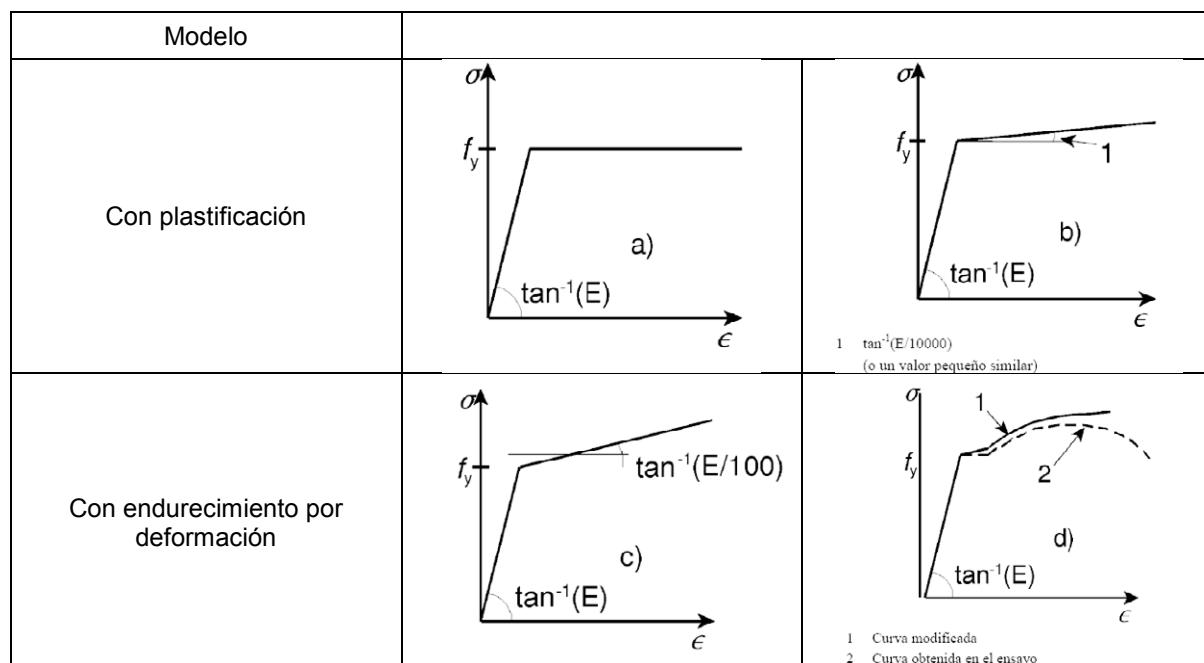


Figura A25.C.2 Modelización del comportamiento del material

NOTA: El módulo elástico E se corresponde con su valor nominal.

C.7 Cargas

- (1) Las cargas aplicadas en estructuras deben incluir los correspondientes coeficientes de amplificación de carga y de combinación. Por simplificación, puede emplearse un único coeficiente de amplificación α .

C.8 Criterio de estado límite

- (1) Pueden emplearse los siguientes criterios de estado límite:
 1. para estructuras sensibles a fenómenos de inestabilidad:
obtención de la carga máxima.

2. para regiones sometidas a tensiones de tracción:

obtención del valor límite de deformación de membrana principal, tomando un valor límite del 5% para las dichas deformaciones.

NOTA 2: Puede emplearse como alternativa otros criterios en estado límite, tales como el criterio de plastificación o de la limitación de la zona de plastificación.

C.9 Coeficientes parciales

(1) El coeficiente de amplificación de carga α_u en estado límite último debe ser suficiente para asegurar la fiabilidad requerida.

(2) El coeficiente de amplificación requerido para la fiabilidad, depende de otros dos coeficientes:

1. α_1 para cubrir la incertidumbre relativa al modelo de EF empleado. Debe obtenerse a partir de calibraciones de ensayos experimentales, véase el Apéndice D del Anejo 18 del Código Estructural.

2. α_2 para cubrir la dispersión relativa a los modelos de resistencia y a las cargas. Debe tomarse como γ_{M1} si gobierna la inestabilidad y γ_{M2} si gobierna la fractura.

(3) Debe verificar que:

$$\alpha_u > \alpha_1 \alpha_2 \quad (\text{C.2})$$

Se utilizarán los valores de γ_{M1} y γ_{M2} establecidos en el Anejo 22 del Código Estructural.

Apéndice D. Recomendaciones para los elementos estructurales con almas corrugadas

D.1 Generalidades

(1) Las reglas descritas en este Apéndice D son válidas para vigas armadas en *I* con almas corrugadas trapezoidales o sinusoidales, acordes con la figura A25.D.1.

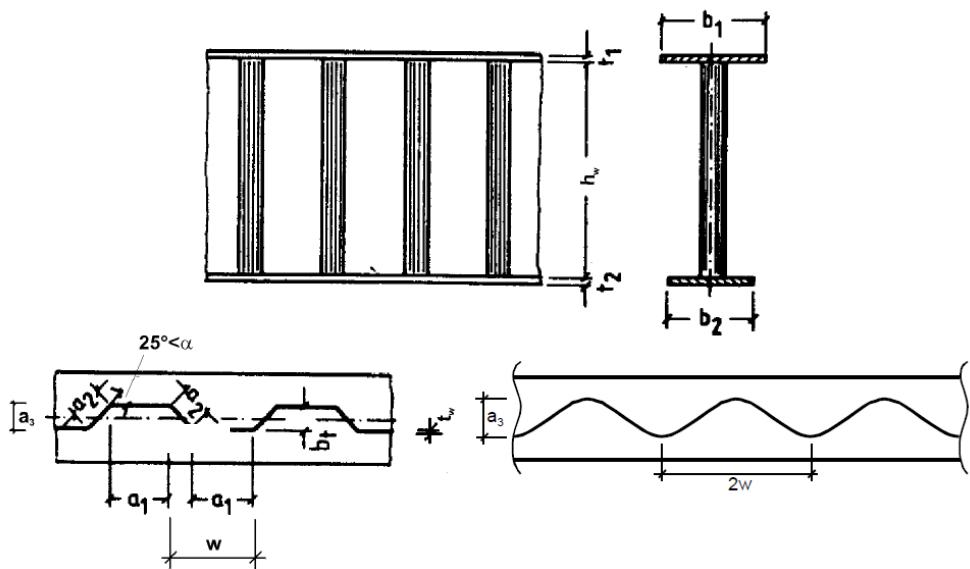


Figura A25.D.1 Nomenclatura

D.2 Estado límite último

D.2.1 Resistencia a flexión

(1) El momento resistente a flexión $M_{y,Rd}$ debe tomarse como el mínimo valor de:

$$M_{y,Rd} = \min \left\{ \underbrace{\frac{b_2 t_2 f_{yf,r} \left(h_w + \frac{t_1+t_2}{2} \right)}{\gamma_{M0}}}_{\text{tracción del ala}}; \underbrace{\frac{b_1 t_1 f_{yf,r} \left(h_w + \frac{t_1+t_2}{2} \right)}{\gamma_{M0}}}_{\text{comp.del ala}}; \underbrace{\frac{b_1 t_1 \chi f_{yf} \left(h_w + \frac{t_1+t_2}{2} \right)}{\gamma_{M1}}}_{\text{comp.del ala}} \right\} \quad (\text{D.1})$$

donde:

$f_{yf,r}$ es el valor del límite elástico reducido debido a los momentos flectores transversales que actúan en las alas

$$f_{yf,r} = f_{yf} f_T$$

$$f_T = 1 - 0,4 \sqrt{\frac{\sigma_x(M_z)}{\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}}}}$$

$\sigma_x(M_z)$ es la tensión debida al momento flector transversal en el ala

χ es el coeficiente de reducción por pandeo lateral, de acuerdo con el apartado 6.3 del Anejo 22 del Código Estructural.

NOTA1: El momento flector transversal M_z , resulta del flujo de cortantes a través de las alas, como indica la figura A25.D.2.

NOTA 2: Para el caso de almas corrugadas sinusoidales, f_T se toma igual a 1,0.

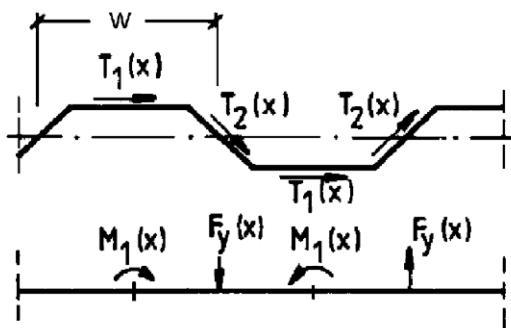


Figura A25.D.2 Momentos transversales M_z debido a la introducción de cortantes dentro del ala

(2) El área eficaz^p del ala comprimida debe determinarse de acuerdo con el apartado 4.4(1) empleando el valor más alto del parámetro de esbeltez $\bar{\lambda}_P$ definido en el apartado 4.4(2). El coeficiente de abolladura k_σ debe tomarse como el mayor valor de a) y b):

$$a) k_\sigma = 0,43 + \left(\frac{b}{a}\right)^2 \quad (D.2)$$

donde b es el ancho máximo del ala exterior medida desde el pie de la soldadura hasta el borde libre.

$$a = a_1 + 2a_4$$

$$b) k_\sigma = 0,60 \quad (D.3)$$

D.2.2 Resistencia a cortante

(1) La resistencia al cortante $V_{bw,Rd}$ puede tomarse como:

$$V_{bw,Rd} = \chi_c \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}\sqrt{3}} h_w t_w \quad (D.4)$$

donde χ_c es el menor de los coeficientes de reducción para la abolladura local $\chi_{c,\ell}$ y para la abolladura global $\chi_{c,g}$, como se define en los puntos (2) y (3).

(2) El coeficiente de reducción $\chi_{c,\ell}$ para la abolladura local puede calcularse a partir de:

$$\chi_{c,\ell} = \frac{1,15}{0,9 + \bar{\lambda}_{c,l}} \leq 1,0 \quad (D.5)$$

donde:

$$\bar{\lambda}_{c,\ell} = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr,\ell}\sqrt{3}}} \quad (D.6)$$

$$\tau_{cr,\ell} = \left(5,34 + \frac{a_3 s}{h_w t_w}\right) \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left[\frac{t_w}{s}\right]^2 \quad (D.7)$$

donde:

w es la longitud de una semionda, véase la figura A25.D.1

s es la longitud desarrollada de una semionda, véase la figura A25.D.1.

(3) El coeficiente de reducción $\chi_{c,g}$ para la abolladura global debe tomarse como:

$$\chi_{c,g} = \frac{1,5}{0,5 + \bar{\lambda}_{c,g}} \leq 1,0 \quad (D.8)$$

donde:

$$\bar{\lambda}_{c,g} = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr,g}\sqrt{3}}} \quad (\text{D.9})$$

$$\tau_{cr,g} = \frac{32,4}{t_w h_w^2} \sqrt[4]{D_x D_z^3} \quad (\text{D.10})$$

$$D_x = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \frac{w}{s}$$

$$D_z = \frac{EI_z}{w}$$

I_z momento de inercia del área de una corruga de longitud w , véase la figura A25.D.1.

NOTA 1: s e I_z están calculadas a partir de la forma real de la corruga.

NOTA 2: La ecuación (D.10) se aplica a chapas con bordes que puedan considerarse articulados.

D.2.3 Requisitos para los extremos con rigidizadores

- (1) Los rigidizadores de los extremos estructurales deben calcularse de acuerdo con el apartado 9.

Apéndice E. Métodos alternativos recomendados para determinar las secciones eficaces

E.1 Áreas eficaces para niveles de tensión por debajo del límite elástico

(1) Puede aplicarse la siguiente formulación, como alternativa al método descrito en el apartado 4.4(2), para determinar las áreas eficaces para niveles de tensión por debajo del límite elástico:

a) para elementos interiores comprimidos:

$$\rho = \frac{1-0,055(3+\psi)/\bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0,18 \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)} \quad \text{si } \rho \leq 1,0 \quad (\text{E.1})$$

b) para elementos exteriores comprimidos:

$$\rho = \frac{1-0,188/\bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0,18 \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)} \quad \text{si } \rho \leq 1,0 \quad (\text{E.2})$$

Para las notaciones véanse los apartados 4.4(2) y 4.4(4). Aplicar el apartado 4.4(5) para el cálculo de la resistencia de abolladura global.

E.2 Áreas eficaces para rigidez

(1) Para el cálculo de las áreas eficaces para rigideces, las esbelteces $\bar{\lambda}_{p,ser}$ en estado límite de servicio pueden calcularse a partir de:

$$\bar{\lambda}_{p,ser} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed,ser}}{f_y}} \quad (\text{E.3})$$

donde:

$\sigma_{com,Ed,ser}$ se define como la tensión de compresión máxima (calculada en base a la sección eficaz) en el elemento correspondiente bajo las cargas en estado límite de servicio.

(2) El momento de inercia puede calcularse a partir de la interpolación entre la sección bruta y la sección eficaz para la correspondiente combinación de carga, empleando la siguiente expresión:

$$I_{eff} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma_{com,Ed,ser}} (I_{gr} - I_{eff}(\sigma_{com,Ed,ser})) \quad (\text{E.4})$$

donde:

I_{gr} es el momento de inercia de la sección bruta

σ_{gr} es la tensión máxima de flexión en estado límite de servicio calculada con la sección bruta

$I_{eff}(\sigma_{com,Ed,ser})$ es el momento de inercia de la sección eficaz teniendo en cuenta la abolladura de acuerdo con el apartado E.1, calculado para la tensión máxima $\sigma_{com,Ed,ser} \geq \sigma_{gr}$ dentro de la luz de vano considerada.

(3) El momento de inercia eficaz I_{eff} , puede tomarse variable a lo largo del vano considerado los puntos más desfavorables. Alternativamente, puede emplearse un valor uniforme basado en el máximo momento positivo absoluto bajo cargas de servicio.

(4) Estos cálculos requieren iteraciones, pero puede llevarse a cabo una aproximación conservadora con un único cálculo basado en un nivel tensional igual o mayor que $\sigma_{com,Ed,ser}$.

ANEJO 26**Proyecto de estructuras de acero. Uniones****Contenido****1 INTRODUCCIÓN.**

- 1.1 ALCANCE.
- 1.2 NORMAS DE REFERENCIA.
- 1.4 TÉRMINOS Y DEFINICIONES.
 - 1.4.1 Componente básico (de una unión).
 - 1.4.2 Conexión.
 - 1.4.3 Elemento conectado.
 - 1.4.4 Unión.
 - 1.4.5 Configuración de la unión.
 - 1.4.6 Capacidad de giro.
 - 1.4.7 Rigididad al giro.
 - 1.4.8 Propiedades estructurales (de una unión).
 - 1.4.9 Unión plana .
- 1.5 NOTACIÓN.

2 BASES DE CÁLCULO.

- 2.1 SUPUESTOS.
- 2.2 REQUISITOS GENERALES.
- 2.3 CARGAS Y MOMENTOS APLICADOS.
- 2.4 RESISTENCIA DE LAS UNIONES.
- 2.5 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.
- 2.6 UNIONES CARGADAS A CORTANTE SOMETIDAS A IMPACTO, VIBRACIÓN Y/O CARGA REVERSIBLE.
- 2.7 EXCENTRICIDAD EN LAS INTERSECCIONES.

3 CONEXIONES CON TORNILLOS O BULONES.

- 3.1 TORNILLOS, TUERCAS Y ARANDELAS.
 - 3.1.1 Generalidades.
 - 3.1.2 Tornillos pretensados..
- 3.2 ROBLONES.
- 3.3 PERNOS DE ANCLAJE.
- 3.4 CATEGORÍAS DE UNIONES CON TORNILLOS.
 - 3.4.1 Uniones a cortante.
 - 3.4.2 Uniones en tracción.
- 3.5 DISPOSICIÓN DE LOS TALADROS PARA LOS TORNILLOS.
- 3.6 RESISTENCIA DE CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS INDIVIDUALES DE UNIÓN.
 - 3.6.1 Tornillos.
 - 3.6.2 Tornillos inyectados.
 - 3.6.2.1 Generalidades.
 - 3.6.2.2 Resistencia de cálculo.
- 3.7 GRUPOS DE ELEMENTOS DE UNIÓN.
- 3.8 UNIONES LARGAS.
- 3.9 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO CON LAS UNIONES 8.8 Ó 10.9.
 - 3.9.1 Resistencia de cálculo al deslizamiento.
 - 3.9.2 Tracción y cortante combinados.
 - 3.9.3 Uniones híbridas.

- 3.10 DEDUCCIONES POR LOS TALADROS DE LOS ELEMENTOS DE UNIÓN.
 - 3.10.1 *Generalidades.*
 - 3.10.2 *Cálculo de la resistencia a desgarro.*
 - 3.10.3 *Angulares conectados por un ala y otros elementos en tracción unidos de forma asimétrica.*
 - 3.10.4 *Angulares de soporte.*
- 3.11 FUERZAS DE PALANCA.
- 3.12 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS ENTRE ELEMENTOS DE UNIÓN EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.
- 3.13 UNIONES CON BULONES.
 - 3.13.1 *Generalidades.*
 - 3.13.2 *Cálculo de los bulones.*

4 UNIONES SOLDADAS.

- 4.1 GENERALIDADES.
- 4.2 MATERIALES DE APORTACIÓN.
- 4.3 GEOMETRÍA Y DIMENSIONES.
 - 4.3.1 *Tipo de soldadura.*
 - 4.3.2 *Soldaduras en ángulo.*
 - 4.3.3 *Soldaduras de ojal (o en ranura).*
 - 4.3.4 *Soldaduras a tope.*
 - 4.3.5 *Soldaduras de tapón (o botón).*
 - 4.3.6 *Soldaduras en chaflán.*
- 4.4 SOLDADURAS CON RELLENOS.
- 4.5 RESISTENCIA DE CÁLCULO DE UNA SOLDADURA EN ÁNGULO.
 - 4.5.1 *Longitud de las soldaduras.*
 - 4.5.2 *Espesor eficaz de garganta de la soldadura.*
 - 4.5.3 *Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo.*
 - 4.5.3.1 Generalidades.
 - 4.5.3.2 Método direccional.
 - 4.5.3.3 Método simplificado para la resistencia de cálculo de una soldadura en ángulo.
- 4.6 RESISTENCIA DE CÁLCULO DE SOLDADURAS DE OJAL (O EN RANURA).
- 4.7 RESISTENCIA DE CÁLCULO DE LAS SOLDADURAS A TOPE.
 - 4.7.1 *Soldaduras a tope con penetración completa.*
 - 4.7.2 *Soldaduras a tope con penetración parcial.*
 - 4.7.3 *Soldaduras a tope en T.*
- 4.8 RESISTENCIA DE CÁLCULO DE LAS SOLDADURAS DE TAPÓN (O BOTÓN).
- 4.9 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS.
- 4.10 UNIONES DE ALAS NO RIGIDIZADAS.
- 4.11 UNIONES LARGAS.
- 4.12 SOLDADURAS A TOPE CON PENETRACIÓN PARCIAL A UN ÚNICO LADO O EN ÁNGULO CARGADAS EXCÉNTRICAMENTE.
- 4.13 ANGULARES CONECTADOS POR UN LADO.
- 4.14 SOLDADURA EN ZONAS CONFORMADAS EN FRÍO.

5 ANÁLISIS, CLASIFICACIÓN Y MODELIZACIÓN.

- 5.1 ANÁLISIS GLOBAL.
 - 5.1.1 *Generalidades.*
 - 5.1.2 *Análisis elástico global.*
 - 5.1.3 *Análisis global rígido-plástico.*
 - 5.1.4 *Análisis global elasto-plástico.*
 - 5.1.5 *Análisis global de las vigas en celosía.*

5.2 CLASIFICACIÓN DE UNIONES.**5.2.1 Generalidades.****5.2.2 Clasificación según la rigidez.**

5.2.2.1 Generalidades.

5.2.2.2 Uniones nominalmente articuladas.

5.2.2.3 Uniones rígidas.

5.2.2.4 Uniones semi-rígidas.

5.2.2.5 Límites de clasificación.

5.2.3 Clasificación en función de la resistencia.

5.2.3.1 Generalidades.

5.2.3.2 Uniones nominalmente articuladas.

5.2.3.3 Uniones rígidas con capacidad para transmitir la resistencia última de los elementos unidos.

5.2.3.4 Uniones de resistencia parcial.

5.3 MODELIZACIÓN DE LA UNIÓN ENTRE VIGA-PILAR.**6 UNIONES ESTRUCTURALES ENTRE SECCIONES EN H O EN I.****6.1 GENERALIDADES.****6.1.1 Bases.****6.1.2 Propiedades estructurales.**

6.1.2.1 Curva característica momento de cálculo-giro.

6.1.2.2 Momento resistente de cálculo.

6.1.2.3 Rigididad al giro.

6.1.2.4 Capacidad de giro.

6.1.3 Componentes básicos de una unión.**6.2 RESISTENCIA DE CÁLCULO.****6.2.1 Esfuerzos.****6.2.2 Cortantes.****6.2.3 Momentos flectores.****6.2.4 Sección en T equivalente a tracción.**

6.2.4.1 Generalidades.

6.2.4.2 Filas de tornillos individuales, grupos de tornillos y grupos de filas de tornillos.

6.2.4.3 Refuerzos.

6.2.5 Sección en T equivalente comprimido.**6.2.6 Resistencia de cálculo de los componentes básicos.**

6.2.6.1 Panel del alma de un pilar a cortante.

6.2.6.2 Alma de un pilar en compresión transversal.

6.2.6.3 Alma de un pilar a tracción transversal.

6.2.6.4 Alas de un pilar sometidas a flexión transversal.

6.2.6.4.1 Ala sin rigidizar de un pilar, unión atornillada.

6.2.6.4.2 Ala rigidizada de un pilar, unión con chapas frontales atornilladas o con angulares de empalme en las alas.

6.2.6.4.3 Ala sin rigidizar de un pilar, unión soldada.

6.2.6.5 Chapas frontales sometidas a flexión.

6.2.6.6 Angulares de empalme de alas sometida a flexión.

6.2.6.7 Ala y alma de una viga comprimidas.

6.2.6.8 Alma de una viga traccionada.

6.2.6.9 Hormigón sometido a compresión incluyendo el mortero.

6.2.6.10 Placa base a flexión sometida a compresión.

6.2.6.11 Placa base en flexión sometida a tracción.

6.2.6.12 Perno de anclaje traccionado.

6.2.7 Momento resistente de las uniones viga-pilar y empalmes.

6.2.7.1 Generalidades.

6.2.7.2 Uniones viga-pilar atornilladas con conexiones de chapas frontal atornilladas.

6.2.8 Resistencia de cálculo de bases de pilares con placas base.

6.2.8.1 Generalidades.

6.2.8.2 Bases de pilares sometidas únicamente a axiles.

6.2.8.3 Bases de pilares sometidas a axiles y a momentos flectores.

6.3 RIGIDEZ AL GIRO.

6.3.1 Modelo básico.

6.3.2 Coeficientes de rigidez para componentes básicos de la unión.

6.3.3 Conexiones con chapas frontales con dos o más filas de tornillos en tracción.

6.3.3.1 Método general.

6.3.3.2 Método simplificado para chapas frontales de mayor tamaño que el perfil y con dos filas de tornillos a tracción.

6.3.4 Base de pilares.

6.4 CAPACIDAD DE GIRO.

6.4.1 Generalidades.

6.4.2 Uniones atornilladas.

6.4.3 Uniones soldadas.

7 UNIONES EN PERFILES TUBULARES.

7.1 GENERALIDADES.

7.1.1 Alcance.

7.1.2 Campo de aplicación.

7.2 CÁLCULO.

7.2.1 Generalidades.

7.2.2 Modos de fallo para uniones de perfiles tubulares.

7.3 SOLDADURAS.

7.3.1 Resistencia de cálculo.

7.4 UNIONES SOLDADAS ENTRE ELEMENTOS DE PTC.

7.4.1 Generalidades.

7.4.2 Uniones planas.

7.4.3 Uniones espaciales.

7.5 UNIONES SOLDADAS ENTRE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO DE PTC O PTR Y CORDONES DE PTR.

7.5.1 Generalidades.

7.5.2 Uniones planas.

7.5.2.1 Uniones sin reforzar.

7.5.2.2 Uniones reforzadas.

7.5.3 Uniones espaciales.

7.6 UNIONES SOLDADAS ENTRE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO CON PTC O PTR Y CORDONES CON PERFILES EN I O H.

7.7 UNIONES SOLDADAS ENTRE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO DE PTC O PTR Y CORDONES DE PERFILES DE SECCIÓN EN U.

1 Introducción

1.1 Alcance

(1) Este Anejo 26 describe los métodos de cálculo de las uniones sometidas a cargas predominantemente estáticas, realizadas con aceros tipo S235, S275, S355 y S460.

NOTA: La numeración de los apartados de este Anejo en ocasiones no es consecutiva, a semejanza de la estructura de la correspondiente norma de Eurocódigo.

1.2 Normas de referencia

Las normas citadas en este anexo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

1.4 Términos y definiciones

(1) Son de aplicación los siguientes términos y definiciones:

1.4.1 Componente básico (de una unión)

Parte de una unión que contribuye a una o más de sus propiedades estructurales.

1.4.2 Conexión

Punto en el que se encuentran dos o más elementos. Para el cálculo, es el conjunto de todos los componentes básicos necesarios para representar el comportamiento durante la transferencia de todos los esfuerzos correspondientes en la conexión.

1.4.3 Elemento conectado

Cualquier elemento que se une a un elemento o un componente de un soporte.

1.4.4 Unión

Zona en la que se conectan dos o más elementos. Para el cálculo, es el conjunto de todos los componentes básicos necesarios para representar el comportamiento durante la transferencia de todos los esfuerzos correspondientes entre los elementos conectados. Una unión viga–pilar está compuesta por un alma y otra conexión (configuración de unión a un único lado) o dos conexiones (configuración de unión a ambos lados), véase la figura A26.1.1.

1.4.5 Configuración de la unión

Tipo o disposición de la unión o uniones en una zona en la que intersectan los ejes de dos o más elementos interconectados, véase la figura A26.1.2.

1.4.6 Capacidad de giro

Ángulo a través del cual la unión puede rotar, para un nivel de resistencia dado, sin que se produzca el fallo.

1.4.7 Rígidez al giro

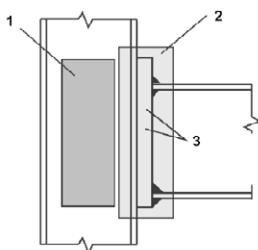
Momento necesario para producir la rotación unitaria en la unión.

1.4.8 Propiedades estructurales (de una unión)

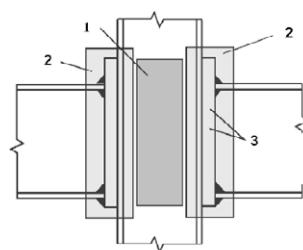
Resistencia a los esfuerzos en los elementos conectados, rígidez al giro y capacidad de giro.

1.4.9 Unión plana

En una estructura en celosía, una unión plana une elementos que están situados en un mismo plano.



Unión=alma a cortante + conexión



Unión izquierda=alma a cortante + conexión izquierda

Unión derecha=alma a cortante + conexión derecha

a) Configuración de unión a un único lado

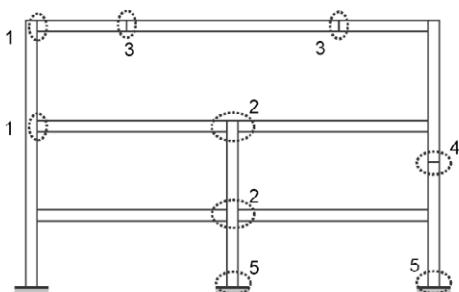
1 Alma a cortante

2 Conexión

3 Componentes (por ejemplo, tornillos, chapa frontal)

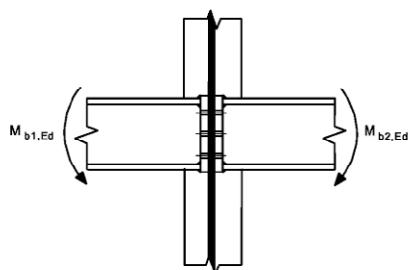
b) Configuración de unión a ambos lados

Figura A26.1.1 Elementos de una configuración de unión de viga–pilar

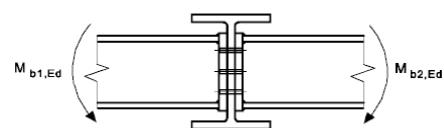


- 1 Configuración de una unión viga-pilar a un solo lado.
2 Configuración de una unión viga-pilar a ambos lados.
3 Empalme entre vigas.
4 Empalme entre pilares.
5 Apoyo de pilar.

a) Configuraciones de uniones en los ejes principales



Configuración de una unión viga-pilar a ambos lados



Configuración de una unión viga-viga a ambos lados

b) Configuraciones de uniones en los ejes secundarios (para utilizar solo con momentos equilibrados $M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$)

Figura A26.1.2 Configuraciones de uniones

1.5 Notación

(1) En este anexo se emplea la siguiente notación:

d diámetro nominal del tornillo, diámetro de un bulón o diámetro de un pasador o elemento de sujeción

d_0 diámetro del taladro de un tornillo, roblón o bulón

$d_{o,t}$	tamaño del taladro de la cara de tracción, generalmente el diámetro de dicho taladro, pero deberá emplearse la longitud de la ranura para taladros alargados perpendiculares a la cara de tracción
$d_{o,v}$	tamaño del taladro de la cara de cortante, generalmente el diámetro de dicho taladro, pero deberá emplearse la longitud de la ranura para taladros alargados paralelos a la cara de cortante
d_c	canto libre del alma del pilar
d_m	media de las distancias entre los vértices y entre las caras planas de la cabeza del tornillo o de la tuerca, la que sea menor
$f_{H,Rd}$	valor de cálculo de la presión de Hertz
f_{ur}	resistencia a tracción última específica del roblón
e_1	distancia desde el centro de un taladro del pasador o elemento de sujeción al extremo adyacente de cualquier elemento, medido en la dirección de transmisión de la carga, véase la figura A26.3.1
e_2	distancia desde el centro de un taladro del pasador o elemento de sujeción al borde adyacente de cualquier elemento, medido en ángulo recto respecto a la dirección de la transferencia de la carga, véase la figura A26.3.1
e_3	distancia desde el eje de un taladro alargado al extremo o borde adyacente de cualquier elemento, véase la figura A26.3.1
e_4	distancia desde el centro del radio de un taladro alargado al extremo o al borde adyacente de cualquier elemento, véase la figura A26.3.1
ℓ_{eff}	longitud eficaz de la soldadura en ángulo
n	número de superficies de rozamiento o número de taladros para los pasadores o elementos de fijación en la cara de cortante
p_1	espacio entre centros de pasadores o elementos de fijación en una fila en la dirección de la transferencia de la carga, véase la figura A26.3.1
$p_{1,0}$	espacio entre los centros de los pasadores o elementos de fijación en una fila exterior en la dirección de la transferencia de la carga, véase la figura A26.3.1
$p_{1,i}$	espacio entre los centros de los pasadores o elementos de fijación en una fila interior en la dirección de la transferencia de la carga, véase la figura A26.3.1
p_2	espacio medido perpendicularmente a la dirección de la transferencia de la carga entre las líneas adyacentes de los pasadores o elementos de fijación, véase la figura A26.3.1
r	número de la fila de tornillos.

NOTA: En una conexión atornillada con más de una fila de tornillos en tracción, las filas de tornillos se numeran a partir de la fila más alejada al centro de compresión.

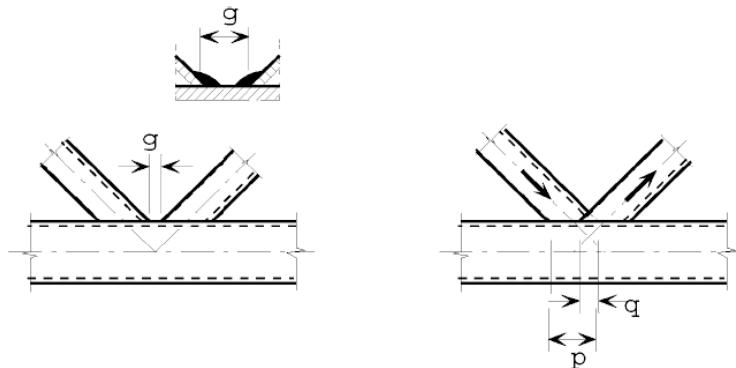
s_s	longitud del apoyo rígido
t_a	espesor del angular de empalme
t_{fc}	espesor del ala del pilar
t_p	espesor de la chapa bajo el tornillo o la tuerca
t_w	espesor del alma o del cubrejuntas
t_{wc}	espesor del alma del pilar

A	área de la sección bruta del tornillo
A_0	área del taladro para el roblón
A_{vc}	área de cortante del pilar, véase el Anejo 22
A_s	área traccionada del tornillo o del perno de anclaje
$A_{v,eff}$	área eficaz de cortante
$B_{p,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento de la cabeza del tornillo y de la tuerca
E	módulo de elasticidad
$F_{p,Cd}$	valor de cálculo de la fuerza de pretensado
$F_{t,Ed}$	valor de cálculo de la tracción por tornillo en estado límite último
$F_{t,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a tracción por tornillo
$F_{T,Rd}$	resistencia a tracción del ala de una sección en T equivalente
$F_{v,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia a cortante por tornillo
$F_{b,Rd}$	valor de cálculo de la capacidad resistente por tornillo
$F_{s,Rd,ser}$	valor de cálculo de la resistencia al deslizamiento por tornillo en estado límite de servicio
$F_{s,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia al deslizamiento por tornillo en estado límite último
$F_{v,Ed,ser}$	valor de cálculo del cortante por tornillo en estado límite de servicio
$F_{v,Ed}$	valor de cálculo del cortante de por tornillo en estado límite último
$M_{j,Rd}$	valor de cálculo del momento resistente de una unión
S_j	rigidez al giro de una unión
$S_{j,ini}$	rigidez inicial al giro de una unión
$V_{wp,Rd}$	cortante plástico resistente del alma de un pilar
z	brazo mecánico
μ	coeficiente de rozamiento
ϕ	giro de la unión.

(2) En el apartado 7 se emplean las siguientes abreviaturas estandarizadas para secciones huecas:

PTC	para “perfíles tubulares circulares”
PTR	para “perfíles tubulares rectangulares”, incluidas en este contexto las secciones huecas cuadradas.

espaciamento g

ratio de solape $\lambda_{ov} = (q/p) \times 100\%$ 

(a) Definición de espaciamento

(b) Definición de solape

Figura A26.1.3 Uniones con espaciamiento y con solape

(3) En el apartado 7 se emplean las siguientes notaciones:

A_i	área de la sección transversal de un elemento estructural i ($i = 0, 1, 2$ ó 3)
A_v	área de cortante del cordón
$A_{v,eff}$	área eficaz a cortante del cordón
L	longitud del elemento estructural
$M_{ip,i,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia de la unión, expresado en términos del esfuerzo flector en el elemento i ($i = 0, 1, 2$ ó 3) en el plano de la unión
$M_{ip,i,Ed}$	valor de cálculo del esfuerzo flector en el elemento i ($i = 0, 1, 2$ ó 3) en el plano de la unión
$M_{op,i,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia de la unión, expresado en términos del esfuerzo en el elemento i ($i = 0, 1, 2$ ó 3) en el plano exterior de la unión
$M_{op,i,Ed}$	valor de cálculo del esfuerzo flector en el elemento i ($i = 0, 1, 2$ ó 3) en el plano exterior de la unión
$N_{i,Rd}$	valor de cálculo de la resistencia de la unión, expresada en términos de esfuerzo axil en el elemento estructural i ($i = 0, 1, 2$ ó 3)
$N_{i,Ed}$	valor de cálculo del esfuerzo axil en el elemento estructural i ($i = 0, 1, 2$ ó 3)
$W_{el,i}$	módulo resistente elástico de la sección del elemento estructural i ($i = 0, 1, 2$ ó 3)
$W_{pl,i}$	módulo resistente plástico de la sección del elemento estructural i ($i = 0, 1, 2$ ó 3)
b_i	ancho global fuera del plano de un elemento con PTR i ($i = 0, 1, 2$ ó 3)
b_{eff}	ancho eficaz de la conexión entre el elemento de arriostramiento y el cordón
$b_{e,ov}$	ancho eficaz para una conexión entre el elemento de arriostramiento que se superpone y el elemento de arriostramiento superpuesto
$b_{e,p}$	ancho eficaz a punzonamiento
b_p	ancho de una chapa
b_w	ancho eficaz del alma del cordón

d_i	diámetro global de un elemento con PTC i ($i = 0, 1, 2$ ó 3)
d_w	canto del alma de un cordón con sección en I o en H
e	excentricidad de la unión
f_b	resistencia a pandeo de la pared de la cara del cordón
f_{yi}	límite elástico del elemento estructural i ($i = 0, 1, 2$ ó 3)
f_{yo}	límite elástico del cordón
g	espaciamiento entre los elementos de arriostramiento en una unión en K o en N (valores negativos de g , representan un solape q); el espaciamiento g se mide a lo largo de la cara conectada del cordón, entre las aristas de los elementos de arriostramiento adyacentes, véase la figura A26.1.3(a)
h_i	canto global dentro del plano de la sección transversal del elemento estructural i ($i = 0, 1, 2$ ó 3)
h_z	distancia entre los centros de gravedad de los anchos eficaces de una viga de sección rectangular conectada a un pilar en I o en H
k	coeficiente definido en la tabla correspondiente, con subíndice g, m, n o p
ℓ	longitud de pandeo de un elemento estructural
p	longitud del área de contacto proyectada por el elemento de arriostramiento que solapa, sobre la cara del cordón, en ausencia del elemento de arriostramiento solapado, véase la figura A26.1.3(b)
q	longitud de solape, medida en la cara del cordón, entre los elementos de arriostramiento de una unión en K o en N, véase la figura A26.1.3(b)
r	radio de la arista de una sección en I o en H o el radio de la esquina de una sección hueca rectangular
t_f	espesor del ala de una sección en I o en H
t_i	espesor de la pared del elemento estructural i ($i = 0, 1, 2$ ó 3)
t_p	espesor de una chapa
t_w	espesor del alma de una sección en I o en H
α	coeficiente definido en la tabla correspondiente
θ_i	ángulo comprendido entre el elemento de arriostramiento i y el cordón ($i = 0, 1, 2$ ó 3)
k	coeficiente definido cuando proceda
μ	coeficiente definido en la tabla correspondiente
φ	ángulo entre los planos de una unión espacial.

(4) Los subíndices empleados en el apartado 7 se definen como sigue:

i subíndice empleado para designar un elemento de una unión, $i = 0$ se refiere a un cordón e $i = 1, 2$ o 3 a los elementos de arriostramiento. En uniones con dos elementos de arriostramiento, $i = 1$ normalmente se refiere al elemento comprimido e $i = 2$, al elemento traccionado, véase la figura A26.1.4(b). Para un único elemento de arriostramiento, $i = 1$ si está sometido a compresión o a tracción, véase la figura A26.1.4(a)

i y *j* subíndices empleados en uniones solapadas, *i* se refiere al elemento de arriostramiento que solapa y *j*, al montante solapado, véase la figura A26.1.4(c).

(5) Las relaciones tensionales empleadas en el apartado 7 se definen como sigue:

n relación $(\sigma_{0,Ed}/f_{y0})/\gamma_M 5$ (empleado para cordones con PTR)

n_p relación $(\sigma_{p,Ed}/f_{y0})/\gamma_M 5$ (empleado para cordones con PTC)

$\sigma_{0,Ed}$ máxima tensión de compresión del cordón en una unión

$\sigma_{p,Ed}$ valor de $\sigma_{0,Ed}$, excluyendo la tensión debida a los componentes paralelos al eje del cordón de los axiles en los elementos de arriostramiento de la unión, véase la figura A26.1.4.

(6) Las relaciones geométricas empleadas en el apartado 7 se definen como sigue:

β relación entre el diámetro principal o el ancho de los elementos de arriostramiento, para el cual el cordón:

- En uniones en T, Y y en X:

$$\frac{d_1}{d_0}, \frac{d_1}{b_0} \text{ ó } \frac{b_1}{b_0}$$

- En uniones en K o en N:

$$\frac{d_1+d_2}{2d_0}, \frac{d_1+d_2}{2b_0} \text{ ó } \frac{b_1+b_2+h_1+h_2}{4b_0}$$

- En uniones en KT:

$$\frac{d_1+d_2+d_3}{3d_0}, \frac{d_1+d_2+d_3}{3b_0} \text{ ó } \frac{b_1+b_2+b_3+h_1+h_2+h_3}{6b_0}$$

β_p relación b_i/b_p

γ relación del ancho del cordón o el diámetro del mismo con el doble del espesor de su pared:

$$\frac{d_0}{2t_0}, \frac{b_0}{2t_0} \text{ ó } \frac{b_0}{2t_f}$$

η relación entre el canto del elemento de arriostramiento con el diámetro o ancho del cordón.

$$\frac{h_i}{d_0} \text{ ó } \frac{h_1}{b_0}$$

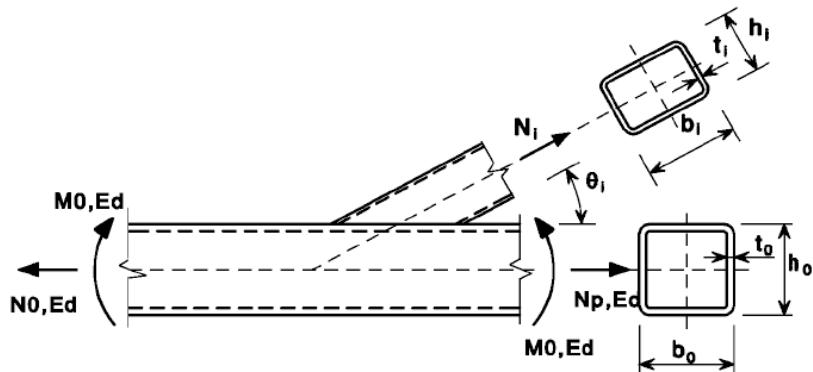
η_p relación h_i/b_p ;

λ_{ov} relación de solape, expresada como porcentaje $\lambda_{ov} = (q/p) \times 100\%$ como se muestra en la figura A26.1.3(b)

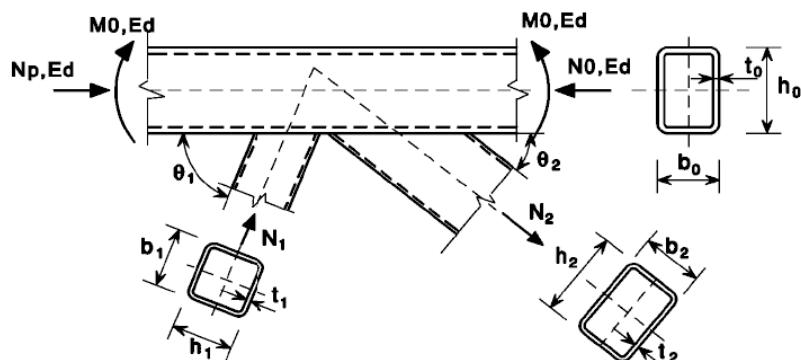
$\lambda_{ov,lim}$ solape o recubrimiento para el que el cortante entre la diagonal y la cara del cordón puede ser crítico.

(7) Cuando se empleen otras notaciones, se especificarán en las cláusulas apropiadas.

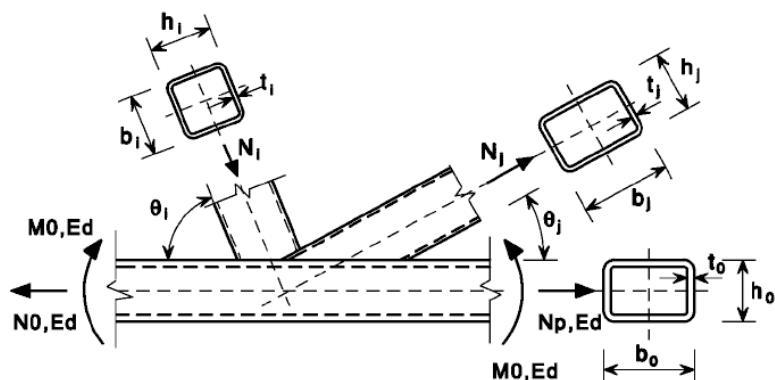
NOTA: Las notaciones para secciones circulares se definen en la tabla A26.7.2.



a) Unión con un único elemento de arriostramiento



b) Unión de dos elementos de arriostramiento con holgura



c) Unión de dos elementos de arriostramiento con solape

Figura A26.1.4 Dimensiones y otros parámetros en una unión de una viga de sección hueca

2. Bases de cálculo

2.1 Supuestos

- (1) Los métodos de cálculo recogidos en este anexo suponen que el procedimiento de construcción es como se especifica en el Capítulo 21 del Código Estructural y que los materiales constructivos y productos empleados están de acuerdo con el Capítulo 18.

2.2 Requisitos generales

- (1) Todas las uniones deben tener una resistencia de cálculo, tal que la estructura sea capaz de cumplir todos los requisitos básicos de cálculo dados por este anexo y por el Anejo 22.
- (2) Los coeficientes parciales de seguridad γ_M para las uniones se dan en la tabla A26. 2.1.

Tabla A26.2.1 Coeficientes parciales de seguridad para las uniones

Resistencia de los elementos y las secciones transversales	γ_{M0} ; γ_{M1} ; γ_{M2} (véase el Anejo 22)
Resistencia de los tornillos	$\gamma_{M2}=1,25$
Resistencia de bulones	
Resistencia de soldaduras	
Resistencia de chapas	
Resistencia a deslizamiento	$\gamma_{M3}=1,25$ $\gamma_{M3,ser}=1,10$
- en estado límite ultimo (Categoría C)	
- en estado límite de servicio (Categoría B)	
Resistencia de un tornillo de inyección	$\gamma_{M4}=1,00$
Resistencia de uniones en vigas en celosía de perfiles tubulares	$\gamma_{M5}=1,00$
Resistencia de bulones en estado límite de servicio	$\gamma_{M6,ser}=1,00$
Precarga de tornillos de alta resistencia	$\gamma_{M7}=1,10$
Resistencia del hormigón	γ_c (véase el Anejo 19)

- (3) Las uniones sometidas a fatiga deberán cumplir también los principios descritos según el Anejo 27.

2.3 Cargas y momentos aplicados

- (1) Las cargas y momentos aplicados en uniones en estado límite último deberán determinarse de acuerdo con el Anejo 22.

2.4 Resistencia de las uniones

- (1) La resistencia de una unión deberá determinarse en base a las resistencias de sus componentes básicos.
- (2) En el cálculo de las uniones podrá emplearse un análisis elástico lineal o elasto–plástico.
- (3) Cuando se empleen elementos de fijación con distintas rigideces para soportar los cortantes, los elementos de fijación con las mayores rigideces deberán calcularse para soportar la carga de cálculo. Una excepción a este método de cálculo se da en el apartado 3.9.3.

2.5 Hipótesis de cálculo

- (1) Las uniones deberán proyectarse en base a una hipótesis realista de la distribución de los esfuerzos. Deberán emplearse las siguientes hipótesis para determinar la distribución de esfuerzos:
 - a) los esfuerzos supuestos en el análisis están en equilibrio con las fuerzas y momentos aplicados en las uniones,
 - b) cada elemento en la unión es capaz de resistir los esfuerzos,

- c) las deformaciones que implica esta distribución no superarán la capacidad de deformación de los elementos de fijación o de las soldaduras ni la de las partes conectadas,
- d) la distribución de esfuerzos supuesta deberá ser realista con respecto a la rigidez relativa de la unión,
- e) las deformaciones supuestas en cualquier modelo de cálculo basado en un análisis elasto-plástico, se basan en rotaciones de sólido rígido y/o deformaciones planas que sean físicamente posibles, y
- f) cualquier modelo empleado cumple con la comprobación de los resultados de ensayos (véase el Anejo 18).
- (2) Las reglas de aplicación recogidas en este apartado cumplen en el apartado 2.5(1).

2.6 Uniones cargadas a cortante sometidas a impacto, vibración y/o carga reversible

(1) Cuando una unión cargada a cortante está sometida a impacto o a vibraciones significativas, deberá emplearse uno de los siguientes métodos de unión:

- soldadura,
- tornillos con dispositivos de bloqueo,
- tornillos pretensados,
- pernos por inyección,
- otros tipos de tornillos que previenen eficazmente los movimientos de las partes conectadas.

(2) Cuando no sea aceptable que se produzca deslizamiento en una unión (porque esté sometida a la acción de cortantes con cambios de signo o por alguna otra razón), deberán emplearse tornillos pretensados en conexiones de Categoría B o C (véase el apartado 3.4), tornillos calibrados (véase el apartado 3.6.1) o soldaduras.

(3) Para acciones de viento y/o los refuerzos empleados para la estabilidad, pueden emplearse los tornillos de las conexiones de Categoría A (véase el apartado 3.4).

2.7 Excentricidad en las intersecciones

(1) Cuando haya una excentricidad en una intersección, las uniones y los elementos estructurales deberán dimensionarse para los momentos y fuerzas resultantes, excepto en los tipos concretos de estructuras para los que se ha demostrado que no es necesario, véase el apartado 5.1.5.

(2) En el caso de uniones con angulares o con secciones en T unidas por una o dos líneas de tornillos, deberá tenerse en cuenta cualquier posible excentricidad de acuerdo con el apartado 2.7(1). Las excentricidades, dentro y fuera del plano, deberán determinarse considerando las posiciones relativas del eje baricéntrico del elemento y de la línea de tornillos en el plano de la conexión (véase la figura A26.2.1). Para un único angular traccionado y conectado por tornillos en uno de sus lados, puede emplearse el método de cálculo simplificado definido en el apartado 3.10.3.

NOTA: El efecto de la excentricidad sobre angulares empleados como elementos del alma en compresión, se definen de acuerdo con el Anejo 22, Apéndice BB 1.2.

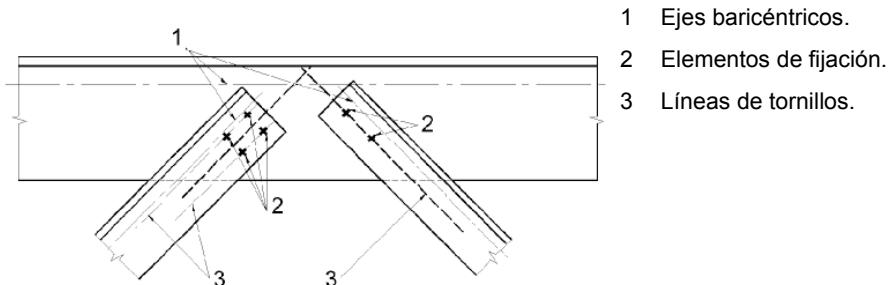


Figura A26.2.1 Líneas de tornillos

3 Conexiones con tornillos o bulones

3.1 Tornillos, tuercas y arandelas

3.1.1 Generalidades

- (1) Todos los tornillos, tuercas y arandelas deberán cumplir con el Capítulo 18 del Código Estructural.
- (2) Las reglas dadas en este anexo son válidas para las clases de tornillos descritos en el Artículo 85 del Código Estructural.
- (3) El límite elástico f_{yb} y la resistencia última a tracción f_{ub} para los tornillos se dan en la tabla 85.2.a del Código Estructural. Estos valores deberán adoptarse como valores característicos en los cálculos de proyecto.

3.1.2 Tornillos pretensados

- (1) Únicamente pueden emplearse como tornillos pretensados los tornillos de clases 8.8 y 10.9 conformes con los requisitos recogidos en el Capítulo 18 del Código Estructural para tornillos estructurales de alta resistencia para pretensado con apriete controlado de acuerdo con los requisitos definidos en el Capítulo 21 del Código Estructural.

3.2 Roblones

- (1) El Código Estructural no contempla los roblones por desuso.

3.3 Pernos de anclaje

- (1) Los siguientes materiales pueden emplearse como pernos de anclaje:
 - Calidades de aceros conforme al Capítulo 18 del Código Estructural;
 - Calidades de aceros empleados en barras reforzadas conforme al Capítulo 8 del Código Estructural;

Siempre que el límite elástico no supere 640 N/mm² cuando se necesite que los pernos de anclaje trabajen a cortante, ni 900 N/mm² en el resto de casos.

3.4 Categorías de uniones con tornillos

3.4.1 Uniones a cortante

- (1) Las uniones con tornillos sometidas a cortante deberán calcularse como una de las categorías siguientes:

a) Categoría A: Resistente al cortante y aplastamiento.

En esta categoría, deberán emplearse tornillos desde la clase 4.6 hasta la 10.9, inclusive. No se necesita pretensado ni disposiciones especiales para las superficies de contacto. El cortante último de cálculo no deberá superar el valor de la resistencia a cortante de cálculo, obtenido del apartado 3.6, ni la capacidad resistente obtenida de los apartados 3.6 y 3.7.

b) Categoría B: Resistentes al deslizamiento en estado límite de servicio.

En esta categoría se deben emplear tornillos pretensados de acuerdo con el apartado 3.1.2(1). No debe producirse deslizamiento en estado límite de servicio. El cortante de servicio de cálculo no deberá ser mayor que la resistencia al deslizamiento, obtenida del apartado 3.9. El cortante último de cálculo no deberá ser mayor que la resistencia a cortante de cálculo, obtenida de 3.6, ni la capacidad resistente de cálculo, obtenida de los apartados 3.6 y 3.7.

c) Categoría C: Resistentes al deslizamiento en estado límite último.

En esta categoría deben emplearse tornillos pretensados de acuerdo con el apartado 3.1.2(1). No debe producirse deslizamiento en estado límite último. La carga última a cortante no deberá superar la resistencia de cálculo al deslizamiento, obtenida del apartado 3.9, ni la capacidad resistente, obtenida de los apartados 3.6 y 3.7. Adicionalmente para conexiones en tracción, la resistencia de cálculo plástico de la sección neta en el orificio del tornillo $N_{net,Rd}$, (véase el apartado 6.2 del Anejo 22 del Código Estructural), deberá comprobarse en su estado límite último.

3.4.2 Uniones en tracción

(1) Las uniones atornilladas sometidas a tracción se clasifican en las siguientes categorías:

a) Categoría D: sin pretensar.

Se utilizarán tornillos comprendidos entre las clases 4.6 y 10.9, ambas incluidas, sin que sea necesario pretensar. Esta categoría no deberá emplearse cuando las conexiones estén sometidas frecuentemente a variaciones del esfuerzo de tracción, aunque se admite su uso si dichos esfuerzos de tracción son debidos únicamente a cargas de viento.

b) Categoría E: pretensada.

Se utilizarán tornillos pretensados de las clases 8.8 y 10.9 con apriete controlado conforme al Capítulo 21 del Código Estructural.

Las comprobaciones de cálculo para estas uniones se resumen en la tabla A26.3.1

Tabla A26.3.1 Categorías de uniones atornilladas

Categoría	Criterio	Comentarios
Uniones a cortante		
A Resistentes al cortante y aplastamiento	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	No se requiere pretensado Pueden emplearse tornillos de las clases 4.6 a 10.9
B Resistentes al deslizamiento en ELS	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Se emplearán tornillos de las clases 8.8 ó 10.9. Para la resistencia al deslizamiento en servicio, véase el apartado 3.9.
C Resistentes al deslizamiento en ELU	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $\Sigma F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Se emplearán tornillos de las clases 8.8 ó 10.9. Para la resistencia al deslizamiento en estado límite último, véase el

		apartado 3.9. $N_{net,Rd}$, véase el apartado 3.4.1(1)c).
Uniones a tracción		
D Sin pretensar	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	No se requiere pretensado Se emplearán tornillos de las clases 4.6 a 10.9. $B_{p,Rd}$, véase la tabla A26.3.3
E pretensadas	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Se emplearán tornillos de las clases 8.8 ó 10.9. $B_{p,Rd}$, véase la tabla A26.3.3
La fuerza de cálculo a tracción $F_{t,Ed}$ deberá incluir cualquier fuerza debida al efecto palanca, véase el apartado 3.11. Los tornillos sometidos a la combinación de esfuerzos cortantes y tracción, deberán cumplir los criterios definidos en la tabla A26.3.3.		

No se especifica un nivel de precarga mínimo para los tornillos cuando éste no sea necesario por razones de servicio. En caso de que éste sea necesario por razones de durabilidad o control de calidad, el mismo se especificará en cada proyecto particular.

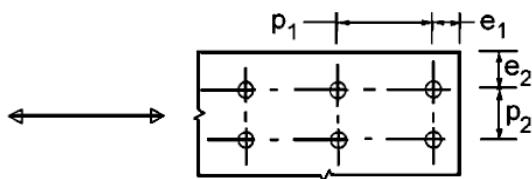
3.5 Disposición de los taladros para los tornillos

- (1) En la tabla A26.3.2 se dan las separaciones mínimas y máximas al borde frontal y lateral de los tornillos.
- (2) Para las separaciones mínimas y máximas, así como las distancias a los bordes frontal y lateral en estructuras sometidas a fatiga, véase el Anejo 27 del Código Estructural.

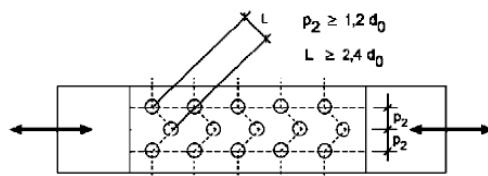
Tabla A26.3.2 Separaciones mínimas y máximas, distancias al borde frontal y al lateral

Distancias y separaciones, véase la figura A26.3.1	Mínimo	Máximo ^{1) 2) 3)}		Estructuras de aceros conforme a la norma UNE-EN 10025, excepto los conformes a la UNE-EN 10025-5	Estructuras de aceros conforme a la norma UNE-EN 10025-5
		Aceros expuestos al ambiente exterior u otros agentes corrosivos	Aceros no expuestos al ambiente exterior u otros agentes corrosivos		
Distancia al borde e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm	-	El mayor de $8t$ o 125 mm	El mayor de $8t$ o 125 mm
Distancia al borde e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm	-	El mayor de $8t$ o 125 mm	El mayor de $8t$ o 125 mm
Distancia e_3 en taladros rasgados	$1,5d_0$ ⁴⁾	-	-	-	-
Distancia e_4 en taladros rasgados	$1,5d_0$ ⁴⁾	-	-	-	-
Separación p_1	$2,2d_0$	El menor de $14t$ ó 200 mm	El menor de $14t$ ó 200 mm	El menor de $14t_{min}$ ó 175 mm	El menor de $14t_{min}$ ó 175 mm
Separación $p_{1,0}$	-	El menor de $14t$ ó 200 mm	-	-	-

Separación $p_{1,i}$	-	El menor de $28t$ ó 200 mm	-	-
Separación $p_2^5)$	$2,4d_0$	El menor de $14t$ ó 200 mm	El menor de $14t$ ó 200 mm	El menor de $14t_{min}$ ó 175 mm
<p>¹⁾ Los valores máximos de separaciones y distancias a los bordes frontal y lateral no están limitados, excepto en los siguientes casos:</p> <ul style="list-style-type: none"> - para elementos en compresión, con el fin de evitar la abolladura y prevenir la corrosión en elementos expuestos y; - para elementos traccionados expuestos para prevenir la corrosión. <p>²⁾ La resistencia a la abolladura de la chapa comprimida entre los elementos de unión deberá calcularse de acuerdo con el Anejo 22, empleando $0,6 p_1$ como la longitud de pandeo. No será necesario comprobar la abolladura entre los rigidizadores, si p_1/t es menor que 9ε. La distancia al borde no deberá superar los requisitos a abolladura de un elemento exterior en las piezas comprimidas, véase el Anejo 22 del Código Estructural. La distancia al borde no se ve afectada por este requisito.</p> <p>³⁾ t es el espesor de la parte conectada exterior más delgada.</p> <p>⁴⁾ Los límites dimensionales para los taladros rasgados se dan en el Capítulo 21 del Código Estructural.</p> <p>⁵⁾ Para las filas de elementos de unión al tresbolillo, puede emplearse una separación mínima entre líneas de $p_2 = 1,2d_0$, siempre que la mínima distancia, L, entre dos rigidizadores cualesquiera sea mayor o igual que $2,4 d_0$, véase la figura A26.3.1 b).</p>				

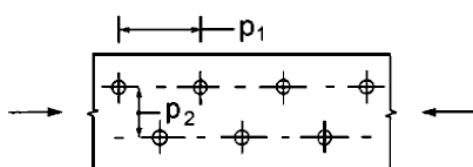


a) Notación de separación entre elementos de unión

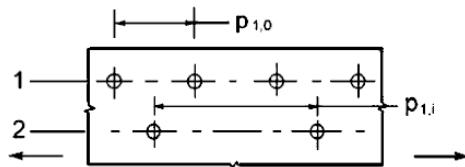


Filas de elementos de unión al tresbolillo

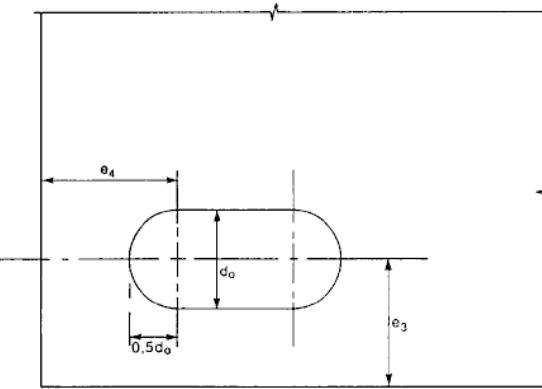
b) Notación para disposición al tresbolillo



c) Separación al tresbolillo para elementos sometidos a compresión



d) Separación al tresbolillo en elementos sometidos a tracción



e) Distancia al extremo y al borde de taladros rasgados

Figura A26.3.1 Notación para las distancias a los bordes frontales y laterales y separaciones de unión

3.6 Resistencia de cálculo de los elementos individuales de unión

3.6.1 Tornillos

- (1) La resistencia de cálculo para un elemento de fijación sometido a cortante y/o tracción se da en la tabla A26.3.3.
- (2) Para tornillos pretensados de acuerdo con el apartado 3.1.2(1), se empleará en los cálculos la fuerza de pretensado $F_{p,Cd}$ y que se tomará como:

$$F_{p,Cd} = 0,7f_{ub}A_s/\gamma_M \quad (3.1)$$

NOTA: Cuando el pretensado no se emplee en los cálculos véase la nota de la tabla A26.3.1.

- (3) Las resistencias de cálculo a tracción y a cortante de la parte roscada de un tornillo que se define en la tabla A26.3.3, solo se usarán para tornillos fabricados de acuerdo con el Capítulo 18 del Código Estructural.

Para tornillos con roscas mecanizadas, como pernos de anclaje o tirantes fabricados a partir de barras lisas de acero, cuyas roscas cumplen con la norma UNE-EN 1090, deberá emplearse el valor correspondiente de la tabla A26.3.3. Para tornillos con roscas mecanizadas que no cumplan con el Capítulo 21, deberán emplearse los valores correspondientes de la tabla A26.3.3 multiplicados por un coeficiente de 0,85.

- (4) La resistencia de cálculo a cortante $F_{v,Rd}$ dada en la tabla A26.3.3, deberá emplearse únicamente cuando los tornillos se utilicen en taladros con un orificio nominal no mayor que el de un taladro normal, según se especifica en el Capítulo 21 del Código Estructural.
- (5) Los tornillos M12 y M14 pueden emplearse también en taladros con holguras de 2 mm siempre que la resistencia de cálculo del grupo de tornillos, funcionando como pasadores, sea menor o igual que la resistencia de cálculo del grupo de tornillos trabajando a corte. Además, para las clases de tornillos 4.8, 5.8, 6.8, 8.8 y 10.9 la resistencia de cálculo al cortante $F_{v,Rd}$ deberá tomarse como 0,85 veces el valor dado en la tabla A26.3.3.
- (6) Los tornillos calibrados deberán calcularse empleando el método para tornillos en taladros normalizados.
- (7) La rosca de un tornillo calibrado no deberá incluirse en el plano de cortante.
- (8) La longitud de la parte roscada de un tornillo calibrado incluida en la longitud de deslizamiento no deberá superar 1/3 del espesor de la chapa, véase la figura A26.3.2.

(9) La tolerancia del taladro empleado para tornillos calibrados deberá estar de acuerdo con el Capítulo 21 del Código Estructural.

(10) En las uniones solapadas con una única fila de tornillos, véase la figura A26.3.3, los tornillos deberán tener arandelas bajo la cabeza y la tuerca. La capacidad resistente de cálculo $F_{b,Rd}$ para cada tornillo deberá limitarse a:

$$F_{b,Rd} \leq 1,5 f_u d t / \gamma_{M2} \quad (3.2)$$

(11) En el caso de tornillos de clases 8.8 ó 10.9, deberán emplearse arandelas templadas en las uniones solapadas con un único tornillo o una única fila de tornillos.

(12) Cuando los tornillos que transmiten cortantes atraviesan un espesor total t_p de más de 1/3 del diámetro nominal d , véase la figura A26.3.4, la resistencia de cálculo a cortante $F_{v,Rd}$, calculada como se especifica en la tabla A26.3.3, deberá multiplicarse por un coeficiente reductor β_p dado por:

$$\beta_p = \frac{9d}{8d+3t_p} \quad \text{pero con} \quad \beta_p \leq 1 \quad (3.3)$$

(13) Para uniones dobles a corte con relleno en ambos lados del empalme, t_p deberá tomarse como el espesor del paquete más grueso.

(14) Para aceros S 235, el valor de f_{ur} puede tomarse como 400 N/mm².

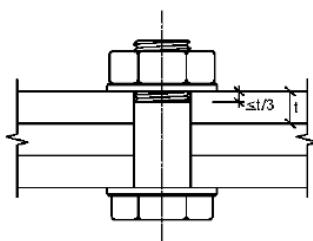


Figura A26.3.2 Parte roscada del vástago en la unión de piezas con tornillos calibrados

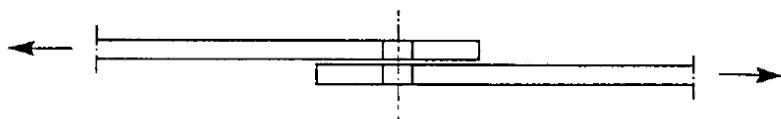


Figura A26.3.3 Unión solapada con una fila de tornillos

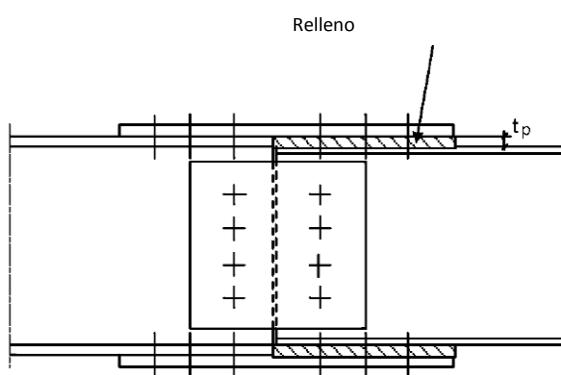


Figura A26.3.4 Elementos de unión con relleno

Tabla A26.3.3 Resistencia de cálculo para elementos de unión sujetos a cortante y/o tracción

Modo de fallo	Tornillos
Resistencia a cortante	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <p>- cuando el plano de cortante atraviesa la parte roscada del tornillo (A es el área a tracción del tornillo A_s):</p> <ul style="list-style-type: none"> - para las clases 4.6, 5.6 y 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - para las clases 4.8, 5.8 y 10.9: $\alpha_v = 0,5$ <p>- cuando el plano de cortante atraviesa la parte no roscada del tornillo (A es la sección bruta del tornillo): $\alpha_v = 0,6$</p>
Capacidad resistente ^{1), 2), 3)}	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d}{\gamma_{M2}}$ <p>donde α_b es el menor de α_d; $\frac{f_{ub}}{f_u}$ ó 1,0;</p> <p>En la dirección de la transmisión de cargas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - para tornillos extremos: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$; para tornillos interiores: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ <p>Perpendiculares a la dirección de la transmisión de cargas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - para tornillos en el eje: k_1 es el menor de $2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7$, $1,4 \frac{p^2}{d_0} - 1,7$ ó $2,5$ - para los tornillos interiores: k_1 es el menor de $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ ó $2,5$
Resistencia a tracción ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>Donde $k_2 = 0,63$ para tornillos con cabeza avellanada, en otro caso $k_2 = 0,9$.</p>
Resistencia a punzonamiento	$B_{p,Rd} = 0,6\pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$
Combinación de cortante y tracción	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$
¹⁾ La capacidad resistente $F_{b,Rd}$ para los tornillos: <ul style="list-style-type: none"> - en taladros con holgura es de 0,8 veces la capacidad resistente para tornillos en taladros normales, - en taladros rasgados, cuando el eje longitudinal del taladro es perpendicular a la dirección de la fuerza transmitida, es 0,6 veces la capacidad resistente para tornillos en taladros redondos normales. ²⁾ Para tornillos de cabeza avellanada: <ul style="list-style-type: none"> - la capacidad resistente $F_{b,Rd}$ deberá basarse en el espesor t de una chapa igual al espesor de la chapa conectada menos la mitad de la profundidad de la cabeza avellanada, - para la determinación de la resistencia a tracción $F_{t,Rd}$, el ángulo y la profundidad del avellanado de la cabeza deberá estar de acuerdo con el Capítulo 18 del Código Estructural, si no, la resistencia a tracción $F_{t,Rd}$ deberá ajustarse en consonancia. ³⁾ Cuando la carga sobre el tornillo no sea paralela al borde, la capacidad resistente puede comprobarse por separado para los componentes cargados del tornillo, paralelos o normales al extremo.	

3.6.2 Tornillos inyectados

3.6.2.1 Generalidades

- (1) Los pernos por inyección pueden emplearse como alternativa a los tornillos ordinarios para las uniones de las categorías A, B y C especificadas en 3.4.
- (2) Las pautas de fabricación y ejecución de los detalles de pernos por inyección se dan en el Capítulo 21 del Código Estructural.

3.6.2.2 Resistencia de cálculo

- (1) Los métodos de cálculo descritos en el apartado 3.6.2.2(2) a 3.6.2.2(6), deberán emplearse para uniones con pernos por inyección de clases 8.8 ó 10.9. El montaje de los tornillos deberá estar de acuerdo con los requisitos dados en el Capítulo 18 del Código Estructural, pero cuando se empleen tornillos pretensados véase el apartado 3.6.2.2(3).
- (2) El cortante último de cálculo de cualquier tornillo de una unión de Categoría A, no deberá ser mayor que el menor de entre: la resistencia de cálculo a cortante del tornillo o grupo de tornillos, obtenida a partir de los apartados 3.6 y 3.7; la capacidad resistente de la resina inyectada, que se obtiene de acuerdo con el apartado 3.6.2.2(5).
- (3) Los pernos pretensados inyectados deberán emplearse para las uniones de categorías B y C, para las que deberán emplearse tornillos pretensados según el apartado 3.1.2(1).
- (4) El cortante de cálculo en servicio de cualquiera de los tornillos en uniones de categoría B, y el cortante último de cálculo de cualquiera de los tornillos con uniones de la categoría C no deberán superarla resistencia al deslizamiento de cálculo del tornillo, calculada a partir del apartado 3.9 en el estado límite correspondiente, más la capacidad resistente de la resina, obtenida en el apartado 3.6.2.2(5) en su estado límite correspondiente. Además, el cortante último de cálculo de un tornillo en una unión de categoría B ó C no deberá superar ni la resistencia de cálculo a cortante de los tornillos según el apartado 3.6, ni la capacidad resistente de los tornillos obtenida a partir de los apartados 3.6 y 3.7.
- (5) La capacidad resistente de la resina $F_{b,Rd,resin}$, puede determinarse de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$F_{b,Rd,resin} = \frac{k_t k_s d t_{b,resin} \beta f_{b,resin}}{\gamma_{M4}} \quad (3.4)$$

donde:

$F_{b,Rd,resin}$	es la resistencia al deslizamiento de un perno inyectado
β	es un coeficiente que depende de la relación de espesores de las chapas unidas como se da en la tabla A26.3.4 y la figura A26.3.5
$f_{b,resin}$	es la resistencia al deslizamiento de la resina determinada de acuerdo con el Capítulo 21 del Código Estructural
$t_{b,resin}$	es el espesor eficaz de apoyo de la resina, dada en la tabla A26.3.4
k_t	es 1,0 para el estado límite de servicio (larga duración)
	es 1,2 para el estado límite último
k_s	se toma como 1,0 para taladros con tolerancias normales o (1,0 – 0,1 m), para taladros de gran tamaño
m	es la diferencia (en mm) entre las dimensiones de un taladro normalizado y el más grande. En el caso de taladros rasgados y pequeños, como se definen en el

Capítulo 21 del Código Estructural, $m = 0,5$ (la diferencia en mm) entre la longitud y el ancho del taladro.

- (6) Cuando se calcule la capacidad resistente de un tornillo con una longitud de sujeción que supera el valor de $3d$, debe tomarse un valor no mayor de $3d$ para determinar el espesor eficaz del soporte $t_{b,resin}$ (véase la figura A26.3.6).

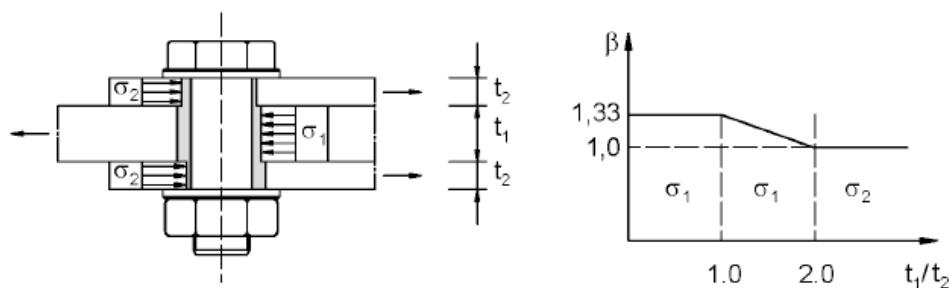


Figura A26.3.5 Coeficiente β como función de la relación del espesor de las chapas empalmadas

Tabla A26.3.4 Valores de β y $t_{b,resin}$

t_1/t_2	β	$t_{b,resin}$
$\geq 2,0$	1,0	$2t_2 \leq 1,5 d$
$1,0 < t_1/t_2 < 2,0$	$1,66 - 0,33(t_1/t_2)$	$t_1 \leq 1,5 d$
$\leq 1,0$	1,33	$t_1 \leq 1,5 d$

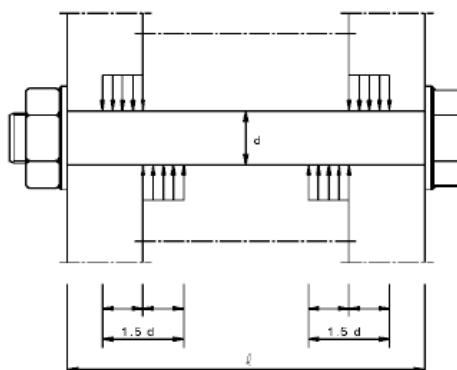


Figura A26.3.6 Longitud eficaz limitada para pernos por inyección

3.7 Grupos de elementos de unión

- (1) La resistencia de cálculo de un grupo de elementos de fijación puede tomarse como la suma de las capacidades resistentes $F_{b,Rd}$ de cada elemento, siempre que la resistencia a cortante de cálculo $F_{v,Rd}$ de cada elemento sea mayor o igual que la capacidad resistente $F_{b,Rd}$. Si no, la capacidad resistente de un grupo de elementos de fijación, deberá tomarse como el número de elementos multiplicado por la menor resistencia de cálculo de cualquiera de los elementos por separado.

3.8 Uniones largas

- (1) Cuando la distancia L_j entre los centros de los extremos de los elementos de unión en un empalme, medida en la dirección de la transmisión de la carga (véase la figura A26.3.7), sea mayor que $15 d$, la

resistencia de cálculo a cortante $F_{v,Rd}$ de todos los elementos de unión calculada según la tabla A26.3.3 deberá afectarse con un coeficiente reductor β_{Lf} , dado por:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_f - 15 d}{200 d} \quad (3.5)$$

si $\beta_{Lf} \leq 1,0$ y $\beta_{Lf} \geq 0,75$

(2) El apartado 3.8(1) no es aplicable cuando hay una distribución uniforme de la carga transferida sobre la longitud del empalme como, por ejemplo, la transferencia del cortante entre el alma y el ala de la sección.

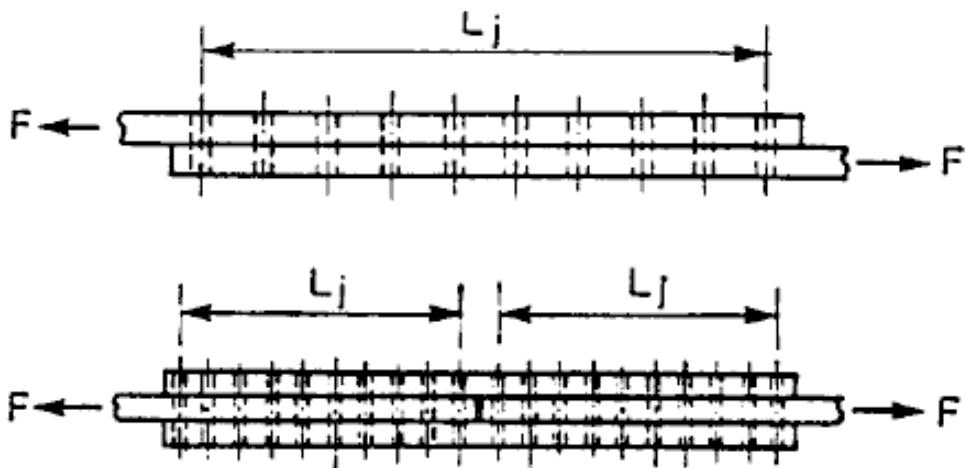


Figura A26.3.7 Empalmes largos

3.9 Resistencia al deslizamiento con las uniones 8.8 ó 10.9

3.9.1 Resistencia de cálculo al deslizamiento

(1) La resistencia de cálculo al deslizamiento de un tornillo pretensado de clase 8.8 ó 10.9 se tomará como:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C} \quad (3.6a)$$

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3,ser}} F_{p,C} \quad (3.6b)$$

donde:

k_s se da en la tabla A26.3.5

n es el número de superficies de rozamiento

μ es el coeficiente de deslizamiento obtenido a partir de ensayos específicos de rozamiento de la superficie de acuerdo con el Capítulo 21 del Código Estructural o cuando su valor correspondiente se da en la tabla A26.3.6.

(2) Para los tornillos de las clases 8.8 y 10.9 de acuerdo con el Capítulo 18 del Código Estructural, con apriete controlado y de acuerdo con el Capítulo 21 del Código Estructural, la fuerza de pretensado $F_{p,C}$ empleada en la ecuación (3.6) deberá tomarse como:

$$F_{p,C} = 0,7 f_{ub} A_s \quad (3.7)$$

Tabla A26.3.5 Valores de k_s

Descripción	k_s
Tornillos en taladros normalizados	1,0
Tornillos en taladros con holgura o rasgados cortos, con su eje perpendicular a la dirección de la carga transferida	0,85
Tornillos en taladros rasgados largos, con su eje perpendicular a la dirección de la carga transferida	0,7
Tornillos en taladros rasgados cortos, con su eje paralelo a la dirección de la carga transferida	0,76
Tornillos en taladros rasgados largos, con su eje paralelo a la dirección de la carga transferida	0,63

Tabla A26.3.6 Coeficiente de deslizamiento μ para tornillos pretensados

Clases de superficies de rozamiento (véase el Capítulo 21 del Código Estructural)	Coeficiente de deslizamiento μ
A	0,5
B	0,4
C	0,3
D	0,2

NOTA 1: Los requisitos para los ensayos y las inspecciones se dan en el Capítulo 21 del Código Estructural.

NOTA 2: La clasificación de algún otro tratamiento superficial deberá basarse en ensayos de probetas representativas de la superficie empleada en la estructura, empleando el procedimiento desarrollado en el Capítulo 21 del Código Estructural.

NOTA 3: La definición de las clases de superficies de rozamiento se dan en el Capítulo 21 del Código Estructural.

NOTA 4: Con tratamientos de pintura superficial puede producirse una pérdida del pretensado a lo largo del tiempo.

3.9.2 Tracción y cortante combinados

(1) Si la resistencia al deslizamiento de la unión está sometida a cargas de tracción $F_{t,Ed}$ o $F_{t,Ed,ser}$ en combinación con cortantes $F_{v,Ed}$ o $F_{v,Ed,ser}$ que tienden a producir deslizamiento, la resistencia de cálculo al deslizamiento por tornillo deberá tomarse como sigue:

para las uniones de categoría B:

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed,ser})}{\gamma_{M3,ser}} \quad (3.8a)$$

para las uniones de categoría C:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} \quad (3.8b)$$

(2) Si, en una unión a momento, una fuerza de contacto en el lado comprimido compensa la fuerza de tracción aplicada, no se necesita ninguna reducción de la resistencia al deslizamiento.

3.9.3 Uniones híbridas

(1) A excepción del apartado 2.4(3), puede suponerse que los tornillos pretensados de las clases 8.8 y 10.9 en uniones calculadas como resistentes al deslizamiento en estado límite último (categoría C en 3.4) resisten las cargas con ayuda de las soldaduras, siempre que el apriete final de los tornillos se efectúe cuando la soldadura se ha completado.

3.10 Deducciones por los taladros de los elementos de unión

3.10.1 Generalidades

(1) La deducción por taladros en los elementos calculados deberán realizarse de acuerdo con el Anejo 22.

3.10.2 Cálculo de la resistencia a desgarro

(1) El desgarro de chapas consiste en el fallo a cortante de una fila de tornillos a lo largo de la superficie de contacto del grupo de taladros, acompañado de la rotura por tracción que se produce también a lo largo de la línea de los taladros de la cara en tracción de todo el grupo de tornillos. La rotura en las chapas se muestra en la figura A26.3.8.

(2) Para un grupo simétrico de tornillos sometido a cargas concentradas, el cálculo de la resistencia a desgarro de chapas $V_{eff,1,Rd}$ viene dado por:

$$V_{eff,1,Rd} = f_u A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})f_y A_{nv}/\gamma_{M0} \quad (3.9)$$

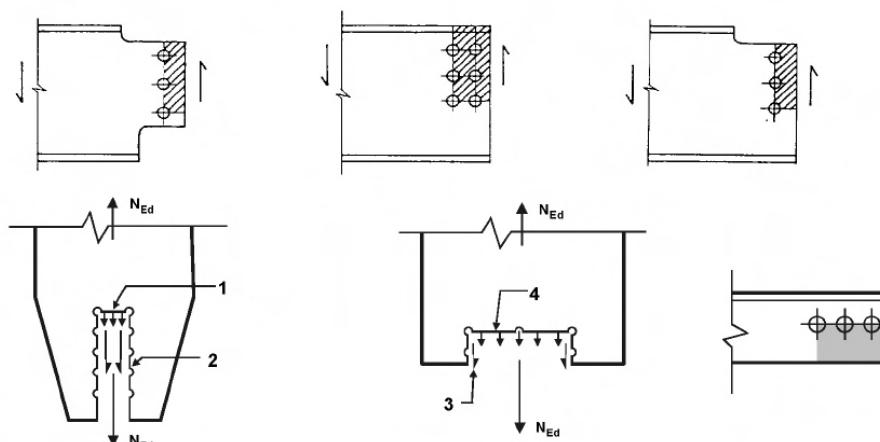
donde:

A_{nt} área neta sometida a tracción

A_{nv} área neta sometida a cortante.

(3) Para un grupo de tornillos sometidos a cargas excéntricas, el cálculo de la resistencia a desgarro de chapas $V_{eff,2,Rd}$ viene dado por:

$$V_{eff,2,Rd} = 0,5 f_u A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})f_y A_{nv}/\gamma_{M0} \quad (3.10)$$



- 1 Fuerza de tracción pequeña
- 2 Fuerza cortante grande
- 3 Fuerza cortante pequeña
- 4 Fuerza de tracción grande

Figura A26.3.8 Desgarro de chapas

3.10.3 Angulares conectados por un ala y otros elementos en tracción unidos de forma asimétrica

(1) La excentricidad en las uniones, véase el apartado 2.7(1), y los efectos de la separación y de las distancias de los ejes de los tornillos, deberán tenerse en cuenta en la determinación de la resistencia de cálculo de:

- elementos asimétricos
- elementos simétricos conectados de forma asimétrica, como angulares unidos por un lado.

(2) Un único angular en tracción conectado por una fila de tornillos en un lado, véase la figura A26.3.9, puede tratarse como cargado concéntricamente a lo largo de la sección neta, para la que la resistencia última de cálculo deberá determinarse como sigue:

con 1 tornillo

$$N_{u,Rd} = \frac{2,0(e_2 - 0,5d_0) t f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.11)$$

con 2 tornillos

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.12)$$

con 3 o más tornillos

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.13)$$

donde:

β_2 y β_3 son los coeficientes de reducción dependientes de las separaciones p_1 , dados en la tabla A26.3.7. Para valores intermedios de p_1 el valor de β puede determinarse con una interpolación lineal

A_{net} es el área neta del angular. Para un angular de lados no equidistantes conectado por su lado menor, A_{net} deberá tomarse como la resultante del área neta de la sección de un angular con un lado equidistante y con un lado de tamaño igual al del más pequeño.

Tabla A26.3.7 Coeficientes de reducción β_2 y β_3

Separación p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
2 tornillos β_2	0,4	0,7
3 tornillos o más β_3	0,5	0,7

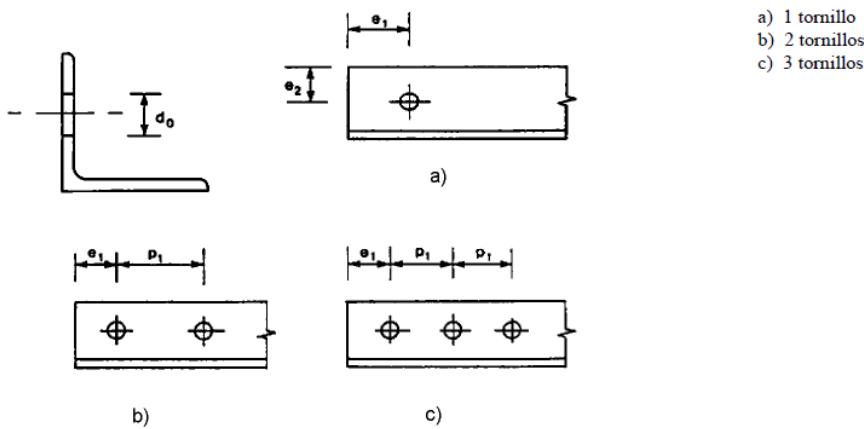


Figura A26.3.9 Angulares unidos por un lado

3.10.4 Angulares de soporte

- (1) El angular de soporte que se muestra en la figura A26.3.10 conecta el angular y sus elementos de unión a la cartela o a otra pieza. Deberán calcularse para transmitir una fuerza de 1,2 veces la carga del ala exterior del angular conectado.
- (2) Los elementos de unión que conectan el angular de soporte al lateral del angular principal, deberán calcularse para transmitir una fuerza igual a 1,4 veces la carga del ala de éste.
- (3) Los angulares de soporte que conectan una sección en U o algún elemento similar deberán calcularse para transmitir una fuerza 1,1 veces la carga en las alas de la sección en U que conectan.
- (4) Los elementos de unión que unen los angulares de soporte con una sección en U o algún elemento similar deberán calcularse para transmitir una fuerza 1,2 veces la carga del ala de la sección en U que conectan.
- (5) En ningún caso deberán emplearse menos de dos tornillos para unir un angular de soporte a una cartela u otra pieza.
- (6) La conexión de un angular de soporte a una cartela u otra pieza deberá situarse en el extremo del elemento conectado. La unión del angular de soporte de un elemento deberá empezar desde el extremo del elemento hasta un punto más allá de la unión directa del elemento con la cartela u otra pieza.

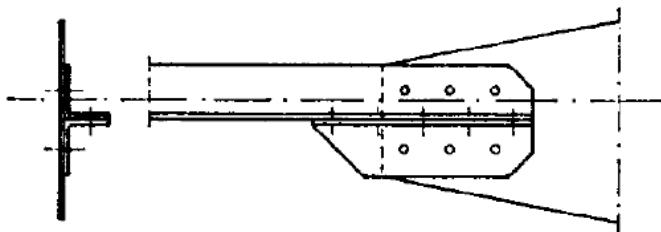


Figura A26.3.10 Angulares de soporte

3.11 Fuerzas de palanca

- (1) En el proyecto de elementos de unión para soportar esfuerzos de tracción, deberá tenerse en cuenta, en su caso, el efecto de palanca.

NOTA: Los criterios dados en el apartado 6.2.4 tienen en cuenta implícitamente las fuerzas de palanca.

3.12 Distribución de esfuerzos entre elementos de unión en estado límite último

- (1) Cuando se aplica un momento sobre una unión, la distribución de los esfuerzos puede ser lineal (es decir, proporcional a la distancia al eje de rotación) o no lineal, (es decir, se acepta cualquier distribución en equilibrio siempre que no se superen las resistencias de sus componentes y la ductilidad de los mismos sea suficiente).
- (2) La distribución elástica lineal de los esfuerzos deberá emplearse:
 - cuando se proyectan los pernos para una unión resistente al deslizamiento de categoría C,
 - en uniones a cortante en que la resistencia de cálculo a cortante $F_{v,Rd}$ del elemento de unión es menor que la resistencia de cálculo $F_{b,Rd}$ de la pieza contigua,
 - cuando las uniones están sometidas a impacto, vibraciones o ciclos de carga (exceptuando el viento).
- (3) Si la unión está solicitada por un único cortante concentrado, el esfuerzo podrá suponerse uniformemente distribuido entre los elementos de unión, si éstos son de igual tamaño y clase.

3.13 Uniones con bulones

3.13.1 Generalidades

- (1) Se tomarán las medidas oportunas para evitar el riesgo de que se suelten los bulones.
- (2) Las uniones con bulones, en las que no se necesita que exista giro, pueden calcularse como una única unión atornillada, siempre que la longitud de los bulones sea menor que 3 veces el diámetro de dicho bulón, véase el apartado 3.6.1. Para otros casos deberá seguirse el método descrito en el apartado 3.13.2.
- (3) En los elementos conectados con bulones, la geometría de la pieza no rigidizada que contenga un taladro para el bulón, cumplirá los requisitos geométricos dados en la tabla A26.3.8.

Tabla A26.3.8 Requisitos geométricos para elementos unidos con bulones en el extremo

<u>Tipo A:</u>	Espesor t dado
	$a \geq \frac{F_{Ed} \gamma_{M0}}{2 t f_y} + \frac{2 d_0}{3} : c \geq \frac{F_{Ed} \gamma_{M0}}{2 t f_y} + \frac{d_0}{3}$
<u>Tipo B:</u>	Geometría dada
	$t \geq 0,7 \sqrt{\frac{F_{Ed} \gamma_{M0}}{f_y}} : d_0 \leq 2,5 t$

- (4) Los elementos conectados por bulones deberán disponerse de tal manera que eviten la excentricidad y deberán tener un tamaño suficiente para distribuir la carga desde la sección de dicho elemento con el taladro del bulón hasta las secciones alejadas de éste.

3.13.2 Cálculo de los bulones

- (1) Los requisitos de cálculo para bulones cilíndricos macizos se dan en la tabla A26.3.9.
- (2) Los momentos en un bulón se calcularán a partir de la hipótesis de apoyo simple en las piezas que se conectan. En general, se podrá suponer que las reacciones entre bulón y piezas conectadas se distribuyen uniformemente a lo largo del contacto, como se indica en la figura A26.3.11.
- (3) Si el bulón ha de ser desmontable, además de las condiciones dadas en los apartados 3.13.1 y 3.13.2, la tensión en el contacto de apoyo deberá satisfacer:

$$\sigma_{h,Ed} \leq f_{h,Rd} \quad (3.14)$$

$$\sigma_{h,Ed} = 0,591 \sqrt{\frac{E F_{b,Ed,ser}(d_0 - d)}{d^2 t}} \quad (3.15)$$

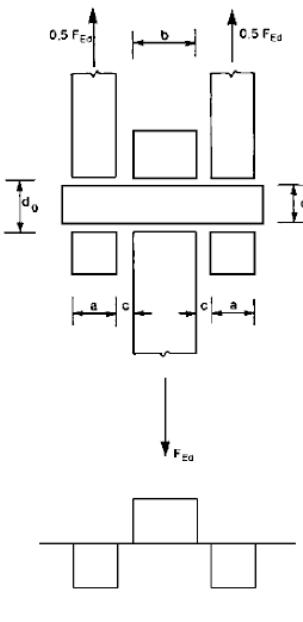
$$f_{h,Rd} = 2,5 f_y / \gamma_{M6,ser} \quad (3.16)$$

donde:

- d es el diámetro del bulón
 d_0 es el diámetro del taladro del bulón
 $F_{b,Ed,ser}$ es el valor de cálculo de la fuerza que tiene que ser transferida por contacto, bajo la combinación de cargas características en estados límite de servicio.

Tabla A26.3.9 Criterios de cálculo de las uniones con bulones

Modo de fallo	Requisitos de cálculo
Resistencia a cortante del bulón	$F_{v,Rd} = 0,6 A f_{up}/\gamma_{M2} \geq F_{v,Ed}$
Capacidad resistente de la chapa y del bulón Si el bulón ha de ser desmontable también deberá cumplirse este requisito	$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_y/\gamma_{M0} \geq F_{b,Ed}$ $F_{b,Rd,ser} = 0,6 t d f_y/\gamma_{M6,ser} \geq F_{b,Ed,ser}$
Flexión resistida por el bulón Si el bulón ha de ser desmontable también deberá cumplirse este requisito	$M_{Rd} = 1,5 W_{el} f_{yp}/\gamma_{M0} \geq M_{Ed}$ $M_{Rd,ser} = 0,8 W_{el} f_{yp}/\gamma_{M6,ser} \geq M_{Ed,ser}$
Capacidad resistente del bulón a cortante y a flexión	$\left[\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1$
d es el diámetro del bulón f_y es el menor de los límites elásticos del bulón y de la pieza conectada f_{up} es la resistencia última a tracción del bulón f_{yp} es el límite elástico del bulón t es el espesor de la pieza conectada A es el área de la sección transversal del bulón.	



$$M_{Ed} = \frac{F_{Ed}}{8} (b + 4c + 2a)$$

Figura A26.3.11 Momento flector en un bulón

4 Uniones soldadas

Las uniones soldadas deberán cumplir lo establecido en el Artículo 94 del Código Estructural. Este apartado recoge criterios adicionales.

4.1 Generalidades

(1) Estas especificaciones se aplican a aceros estructurales soldables, de acuerdo con el Anejo 22, y con un espesor de 4 mm o superior. También son aplicables a uniones en las que las propiedades mecánicas del metal de soldadura son compatibles con las del metal base, véase el apartado 4.2.

Para soldaduras en secciones huecas estructurales con un espesor de al menos 2,5 mm, se seguirán las indicaciones del apartado de este anexo.

Para soldaduras de pernos, véase el Anejo 30.

NOTA: Se pueden encontrar más indicaciones sobre soldaduras de pernos en las normas UNE-EN ISO 14555 y UNE-EN ISO 13918.

(2) Las soldaduras sometidas a fatiga deberán cumplir también lo indicado en el Anejo 27.

(3) Salvo que se especifique lo contrario, se requerirá un nivel de calidad C de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 5817. La frecuencia de la inspección de las soldaduras deberá definirse de acuerdo con las reglas del Anejo 17 del Código Estructural. La calidad de las soldaduras deberá elegirse de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 5817. Para la calidad de las soldaduras empleadas en estructuras sometidas a fatiga, véase el Anejo 27.

(4) Deberán evitarse el desgarramiento laminar.

(5) Se dan indicaciones sobre el desgarramiento laminar en el Anejo 28.

4.2 Materiales de aportación

(1) Todos los materiales de aportación, deberán cumplir lo establecido en el apartado 85.5 del Código Estructural, y deberán estar de acuerdo con las normas correspondientes especificadas en el Capítulo 18 del Código Estructural.

NOTA: Generalmente es seguro emplear electrodos que superan las calidades de los aceros empleados.

4.3 Geometría y dimensiones

4.3.1 Tipo de soldadura

(1) Este anexo cubre el proyecto de las soldaduras recogidas en el Código Estructural (en ángulo, las soldaduras de ranura, de punteo y soldaduras a tope).

(2) Las uniones y soldaduras más comunes se ilustran en la norma UNE-EN ISO 17659.

4.3.2 Soldaduras en ángulo

4.3.2.1 Generalidades

Este tipo de soldadura debe cumplir los requisitos recogidos en el apartado 94.5.8 del Código Estructural.

(1) Las soldaduras en ángulo pueden emplearse para unir piezas cuyas caras forman un ángulo comprendido entre 60° y 120°.

(2) Si el ángulo es menor de 60°, el cordón se considerará como de penetración parcial.

(3) Para ángulos mayores de 120° la resistencia de la soldadura en ángulo deberá determinarse mediante ensayos de acuerdo con el Anejo 18 Apéndice D: Cálculo asistido por ensayos.

(4) Los cordones de soldaduras en ángulo no deben de terminar en las esquinas de las piezas o de elementos de las mismas, sino que deben prolongarse alrededor de la esquina en una longitud al menos igual a dos veces el lado del cordón, salvo que el acceso a la unión o la configuración de la misma hagan esto impracticable.

NOTA: En el caso de soldaduras discontinuas esta regla se aplica únicamente a la última soldadura en ángulo de la esquina.

(5) Las prolongaciones de los cordones alrededor de las esquinas, deberán indicarse en los planos.

(6) En caso de cordones simples a un solo lado, ver la excentricidad en el apartado 4.12.

4.3.2.2 Soldaduras en ángulo discontinuas.

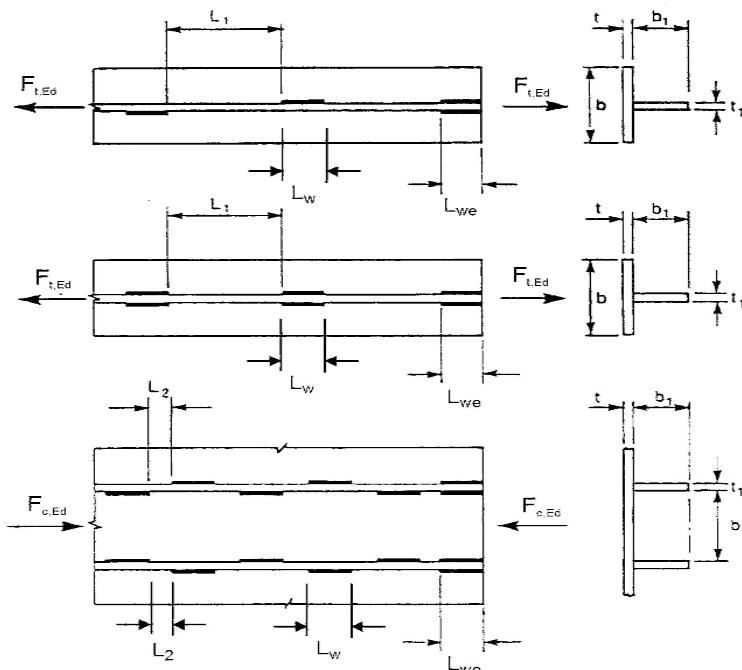
(1) Las soldaduras en ángulo discontinuas no deberán emplearse en ambientes corrosivos.

(2) En una soldadura en ángulo discontinua, las separaciones (L_1 o L_2) entre los extremos de cada longitud de soldadura L_w deberán cumplir con los requisitos descritos en la figura A26.4.1.

(3) En una soldadura en ángulo discontinua, la separación (L_1 o L_2) deberá tomarse como la menor de las distancias entre los extremos de las soldaduras en los lados opuestos y la distancia entre las terminaciones de las soldaduras en el mismo lado.

(4) En cualquier comienzo de un cordón discontinuo de una soldadura en ángulo siempre debe haber un tramo de soldadura en cada extremo de la parte conectada.

(5) En un elemento estructural en el que las chapas estén conectadas por soldaduras en ángulo discontinuas, deberá disponerse una soldadura en ángulo continua a cada lado de la placa, con una longitud a cada lado de al menos tres cuartos del ancho de la chapa que sea más estrecha (véase la figura A26.4.1).



El menor valor de $L_{we} \geq 0,75b$ y $0,75b_1$

Para elementos traccionados:

El menor de $L_1 \geq 16t$ y $16t_1$ y 200 mm

Para elementos comprimidos o a cortante:

El menor valor de $L_2 \leq 12t$ y $12t_1$ y $0,25b$ y 200 mm

Figura A26.4.1 Soldaduras discontinuas en ángulo

4.3.3 Soldaduras de ojal (o en ranura)

Este tipo de soldadura debe cumplir los requisitos recogidos en el apartado 94.5.10 del Código Estructural.

- (1) Pueden emplearse las soldaduras de ojal (o en ranura), incluyendo soldaduras en ángulo en taladros circulares o alargados, únicamente para transmitir los cortantes, prevenir el pandeo o la separación de las partes solapadas.
- (2) El diámetro de un taladro circular, o el ancho de un taladro alargado, para una soldadura de ojal (o en ranura) no deberá ser menor que cuatro veces el espesor de la chapa en la que se ha ejecutado.
- (3) Los bordes de los taladros alargados deberán ser semicirculares, a excepción de los extremos que se extienden hasta el borde de la parte conectada.
- (4) La separación entre centros de la soldadura de ojal (o en ranura) no debe superar el valor necesario para evitar el pandeo local, véase la tabla A26.3.2.

4.3.4 Soldaduras a tope

Este tipo de soldadura debe cumplir los requisitos recogidos en el apartado 94.5.9 del Código Estructural.

- (1) Una soldadura a tope con penetración completa se define como una soldadura que tiene una completa penetración y fusión con el metal base en todo el espesor de la unión.
- (2) Las soldaduras a tope con penetración parcial se definen como la soldadura que tiene una penetración de unión menor que el espesor del material base.
- (3) No deberán emplearse soldaduras discontinuas a tope.
- (4) Para las excentricidades en soldaduras a tope con penetración parcial en un único lado, véase el apartado 4.12.

4.3.5 Soldaduras de tapón (o botón)

- (1) Las soldaduras de tapón (o botón) pueden emplearse:

- para transmitir cortantes,
- para prevenir la abolladura o la separación de las partes solapadas, y
- para enlazar piezas compuestas,

pero no deberán emplearse para resistir tracciones externas aplicadas.

- (2) El diámetro de un taladro circular, o el ancho de un taladro alargado, para una soldadura de tapón (o botón) deberá ser al menos 8 mm mayor que el espesor de la pieza que contiene el taladro.
- (3) Los bordes de los taladros alargados deberán ser semicirculares o deberán tener esquinas redondeadas con un radio no menor que el espesor de la pieza que contiene la ranura, excepto para aquellos bordes que se extienden hasta el extremo de la parte conectada.
- (4) El espesor de una soldadura de tapón (o botón) en un material base mayor de hasta 16 mm de espesor deberá ser igual al espesor del material base. El espesor de una soldadura en piezas de espesor mayor que 16 mm deberá ser, al menos, la mitad del espesor del material base y no menor de 16 mm.
- (5) La separación entre centros de una soldadura de tapón (o botón) no deberá superar el valor necesario para prevenir el pandeo local, véase la tabla A26.3.2.

4.3.6 Soldaduras en chaflán

(1) El espesor eficaz de garganta, cuando se encuentra a ras de la superficie de la sección de la barra, se define en la figura A26.4.2. La definición del cálculo del espesor de la garganta en secciones huecas rectangulares se da en el apartado 7.3.1(7).

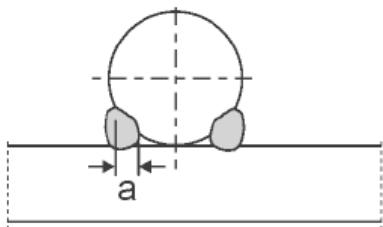


Figura A26.4.2 Espesor eficaz de la garganta de un cordón de soldadura en chaflán en una sección maciza

4.4 Soldaduras con rellenos

- (1) En el caso de soldaduras con relleno, éste deberá estar a ras del eje de la parte que se va a soldar.
- (2) Cuando dos partes conectadas por una soldadura están separadas por un relleno que tenga un espesor menor que la longitud del lado del cordón de soldadura necesaria para transmitir el esfuerzo, la longitud del lado requerida deberá incrementarse en el espesor del relleno.
- (3) Cuando dos partes unidas mediante soldadura estén separadas por un relleno de un espesor igual o mayor que la longitud del lado del cordón de la soldadura necesaria para transmitir el esfuerzo, cada una de las partes deberá conectarse al relleno mediante una soldadura capaz de transmitir el esfuerzo de cálculo.

4.5 Resistencia de cálculo de una soldadura en ángulo

4.5.1 Longitud de las soldaduras

- (1) La longitud eficaz de un cordón de una soldadura en ángulo l_{eff} , deberá tomarse como la longitud en la que el cordón de la soldadura tiene el tamaño total adecuado. Esto puede tomarse como la longitud total de la soldadura menos dos veces el espesor eficaz de garganta de la soldadura, a . Siempre que la soldadura alcance su tamaño completo en toda su longitud incluyendo el principio y el final, no es necesario reducir la longitud eficaz ni para el inicio ni para el final de la soldadura.
- (2) No se considerarán portantes las soldaduras en ángulo con longitud efectiva menor que el mayor de los dos siguientes valores: 30 mm o 6 veces el espesor de garganta.

4.5.2 Espesor eficaz de garganta de la soldadura

- (1) El espesor eficaz de garganta a de una soldadura en ángulo, deberá tomarse como la altura del mayor triángulo (con lados iguales o distintos) que puede inscribirse dentro de las superficies de fusión y de soldadura, medida perpendicular al lado exterior de este triángulo, véase la figura A26.4.3.
- (2) El espesor eficaz de garganta de una soldadura en ángulo no deberá ser menor de 3 mm.
- (3) En la determinación de la resistencia de cálculo de los cordones profundos, se podrá tener en cuenta un espesor adicional de garganta, véase la figura A26.4.4, siempre que los ensayos previos demuestren que se puede conseguir la penetración necesaria.

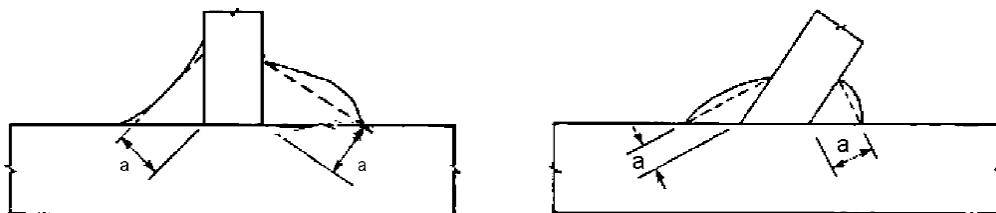


Figura A26.4.3 Espesor de garganta de una soldadura en ángulo

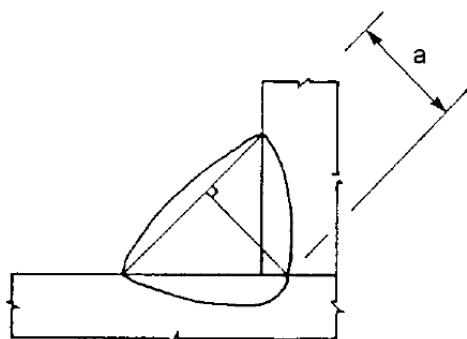


Figura A26.4.4 Espesor de garganta de una soldadura en ángulo con cordones profundos

4.5.3 Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo

4.5.3.1 Generalidades

(1) La resistencia de cálculo de un cordón de una soldadura en ángulo deberá determinarse, bien empleando el método direccional descrito en el apartado 4.5.3.2, bien el método simplificado del apartado 4.5.3.3.

4.5.3.2 Método direccional

- (1) En este método, los esfuerzos transmitidos por unidad de longitud de soldadura se descomponen en componentes paralelos y transversales a los ejes longitudinales de las soldaduras y normales y transversales al plano de garganta.
- (2) El área de cálculo de garganta A_w deberá tomarse como $A_w = \sum a \ell_{eff}$.
- (3) La posición del área de cálculo de garganta deberá suponerse concentrada en su raíz.
- (4) Se supone una distribución uniforme de las tensiones sobre la sección de garganta de la soldadura, en la que actúan las tensiones normales y tangenciales mostradas en la figura A26.4.5, siendo:

σ_{\perp}	la tensión normal perpendicular a la garganta
σ_{\parallel}	la tensión normal paralela al eje de la soldadura
τ_{\perp}	la tensión tangencial (en el plano de garganta) perpendicular al eje de la soldadura
τ_{\parallel}	la tensión tangencial (en el plano de garganta) paralelo al eje de la soldadura.

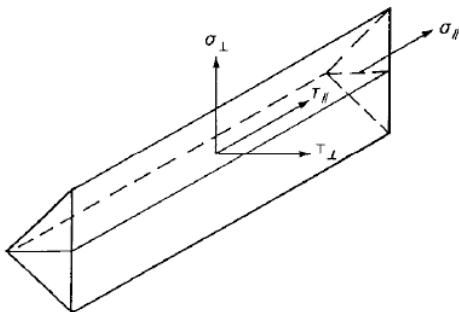


Figura A26.4.5 Tensiones sobre la sección de garganta de un cordón de una soldadura en ángulo

(5) La tensión normal σ_{\parallel} paralela al eje no se considera en la comprobación de la resistencia de cálculo de la soldadura.

(6) La resistencia de cálculo del cordón de la soldadura en ángulo será suficiente siempre que se cumplan las dos condiciones siguientes:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad \text{y} \quad \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2} \quad (4.1)$$

donde:

f_u es la resistencia a tracción última nominal de la parte unida más débil

β_w es el coeficiente de correlación tomado de la tabla A26.4.1.

(7) Las soldaduras entre las piezas con diferentes resistencias del material deberán definirse a partir de las propiedades del material con la resistencia más baja.

Tabla A26.4.1 Coeficiente de correlación β_w para cordones de soldadura en ángulo

Normativa y tipos de acero			Coeficiente de correlación β_w
UNE-EN 10025	UNE-EN 10210	UNE-EN 10219	
S 235	S 235 H	S 235 H	0,8
S 235 W			
S 275	S 275 H	S 275 H	0,85
S 275 N/NL	S 275 NH/NLH	S 275 NH/NLH	
S 275 M/ML		S 275 MH/MLH	
S 355	S 355 H	S 355 H	0,9
S 355 N/NL	S 355 NH/NLH	S 355 NH/NLH	
S 355 M/ML		S 355 MH/MLH	
S 355 W			
S 420 N/NL	-	S 420 MH/MLH	1,0
S 420 M/ML			
S 460 N/NL	S 460 NH/NLH	S 460 NH/NLH	1,0
S 460 M/ML		S 460 MH/MLH	
S 460 Q/QL/QL1			

4.5.3.3 Método simplificado para la resistencia de cálculo de una soldadura en ángulo

(1) Como alternativa al método del apartado 4.5.3.2, puede aceptarse que la resistencia de un cordón de una soldadura es adecuada si, en cada punto a lo largo de su longitud, la resultante de todas las fuerzas transmitidas por unidad de longitud de soldadura cumplen el siguiente criterio:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad (4.2)$$

donde:

$F_{w,Ed}$ es el valor de cálculo de la fuerza de soldadura por unidad de longitud

$F_{w,Rd}$ es la resistencia de cálculo de soldadura por unidad de longitud.

(2) Independientemente de la orientación del plano de garganta de la soldadura respecto a la carga aplicada, la resistencia de cálculo por unidad de longitud $F_{w,Rd}$ se determinará como:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a \quad (4.3)$$

donde:

$f_{vw,d}$ es la resistencia a cortante de cálculo de la soldadura.

(3) La resistencia a cortante de cálculo $f_{vw,d}$ de la soldadura se determinará como:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (4.4)$$

donde:

f_u y β_w se definen en el apartado 4.5.3.2(6).

4.6 Resistencia de cálculo de soldaduras de ojal (o en ranura)

(1) La resistencia de cálculo de una soldadura de ojal (o en ranura) deberá determinarse empleando uno de los métodos descritos en el apartado 4.5.

4.7 Resistencia de cálculo de las soldaduras a tope

4.7.1 Soldaduras a tope con penetración completa

(1) La resistencia de cálculo de una soldadura a tope con penetración completa deberá tomarse igual a la resistencia de la parte conectada más débil, siempre que la soldadura se ejecute con el material adecuado, de tal manera que todos los elementos tengan un mínimo límite elástico y una resistencia mínima a tracción, no inferiores a las especificadas para el metal base.

4.7.2 Soldaduras a tope con penetración parcial

(1) La resistencia de cálculo de una soldadura a tope con penetración parcial, deberá determinarse empleando el método para un cordón profundo descrito en el apartado 4.5.2(3).

(2) El espesor de garganta de una soldadura a tope con penetración parcial no deberá ser mayor que la profundidad de la penetración que pueda alcanzarse de manera efectiva, véase el apartado 4.5.2(3).

4.7.3 Soldaduras a tope en T

(1) La resistencia de cálculo de una soldadura a tope en T, formada por dos soldaduras a tope con penetración parcial reforzadas por soldaduras en ángulo superpuestas, puede determinarse de la misma forma que para un soldadura a tope con penetración completa (véase el apartado 4.7.1) si el espesor de garganta nominal total, excluido el intervalo sin soldar, no es menor que el espesor t de la parte que forma el vástago de la junta en T, siempre que el intervalo sin soldar no sea mayor de $(t/5)$ o 3 mm, el que sea menor, véase la figura A26.4.6.

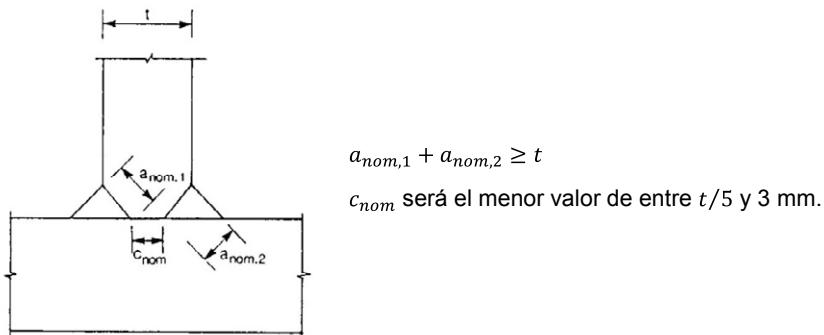


Figura A26.4.6 Penetración completa efectiva de las soldaduras a tope en T

4.8 Resistencia de cálculo de las soldaduras de tapón (o botón)

(1) La resistencia de cálculo $F_{w,Rd}$ de una soldadura de tapón (o botón), véase el apartado 4.3.3, deberá tomarse como:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

donde:

$f_{vw,d}$ es la resistencia de cálculo a cortante de la soldadura definida en el apartado 4.5.3.3(3)

A_w es el área de cálculo de la garganta y deberá tomarse como el área del taladro.

4.9 Distribución de esfuerzos

(1) La distribución de esfuerzos en una unión soldada puede calcularse suponiendo un comportamiento elástico o plástico, de acuerdo con los apartados 2.4 y 2.5.

(2) Se acepta el suponer una distribución simplificada de esfuerzos en los cordones.

(3) No es necesario incluir, en la comprobación de los cordones, las tensiones residuales y las no debidas a transferencia de cargas. Esto se aplica específicamente a las tensiones normales paralelas al eje de la soldadura.

(4) Las uniones soldadas deberán calcularse para tener una capacidad de deformación adecuada. Sin embargo, no se deberá confiar en la ductilidad de las soldaduras.

(5) En uniones en las que se puedan formar rótulas plásticas, las soldaduras deberán calcularse para conseguir, al menos, la misma resistencia de cálculo que la de la parte conectada más débil.

(6) En otras uniones en las que se requiera una capacidad de deformación para la rotación de la unión debido a la posibilidad de una deformación excesiva, las soldaduras requieren una resistencia suficiente para no llegar a la rotura antes de la plastificación total del material base adyacente.

(7) Si la resistencia de cálculo de una soldadura discontinua se determina empleando la longitud total ℓ_{tot} , el esfuerzo cortante por unidad de longitud de la soldadura $F_{w,Ed}$ deberá multiplicarse por el coeficiente $(e + \ell)/\ell$, véase la figura A26.4.7.

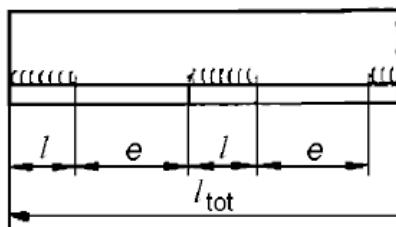


Figura A26.4.7 Cálculo de los esfuerzos en soldaduras discontinuas

4.10 Uniones de alas no rigidizadas

(1) Cuando una chapa transversal (o el ala de una viga) se suelde a un ala portante sin rigidizar de una sección en I, en H u otro tipo, véase la figura A26.4.8, y siempre que se cumpla la condición dada en 4.10(3), la carga aplicada en dirección perpendicular al ala sin rigidizar no deberá ser mayor que cualquiera de las siguientes capacidades portantes:

- la del alma del elemento portante de una sección en I o en H como las indicadas en los apartados 6.2.6.2 o 6.2.6.3, según corresponda.
- la de una chapa transversal en elementos con perfiles tubulares circulares (PTC), como se indica en la tabla A26.7.13;
- la del ala portante según la fórmula (6.20) del apartado 6.2.6.4.3(1), calculadas suponiendo que la carga aplicada se concentra a lo largo del ancho eficaz b_{eff} , del ala como se indica en los apartados 4.10(2) o 4.10(4), según corresponda.

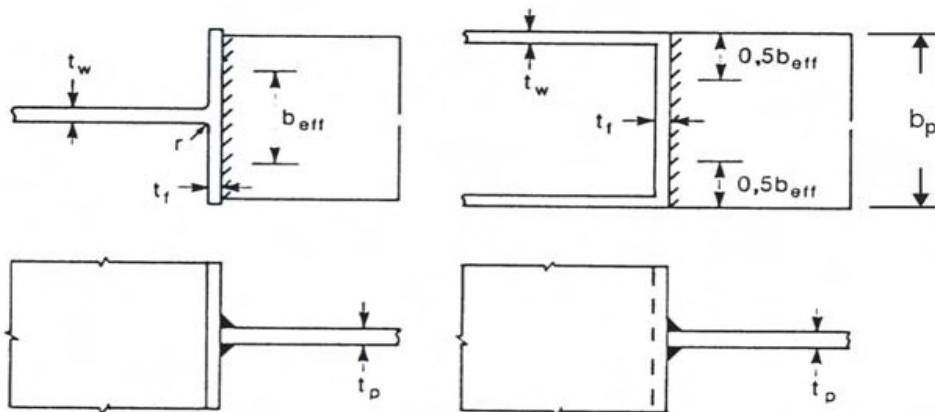


Figura A26.4.8 Ancho eficaz de una unión en T no rigidizada

(2) Para una sección en I o en H no rigidizada el ancho eficaz b_{eff} deberá obtenerse de:

$$b_{eff} = t_w + 2s + 7kt_f \quad (4.6a)$$

donde:

$$k = (t_f/t_p)(f_{y,f}/f_{y,p})$$

siendo:

$$k \leq 1 \quad (4.6b)$$

$f_{y,f}$ es el límite elástico del ala de una sección en I o en H

$f_{y,p}$ es el límite elástico de una chapa soldada a una sección en I o en H.

La dimensión s deberá obtenerse de:

- para una sección laminada en I o H;

$$s = r \quad (4.6c)$$

- para una sección soldada en I o H;

$$s = \sqrt{2} a \quad (4.6d)$$

(3) Para un ala sin rigidizar de una sección en I o H, deberá cumplirse el siguiente criterio:

$$b_{eff} \geq (f_{y,p}/f_{u,p})b_p \quad (4.7)$$

donde:

$f_{u,p}$ es la resistencia última de la chapa soldada a una sección en I o H

b_p es el ancho de la chapa soldada a una sección en I o H.

En caso contrario, la unión deberá rigidizarse.

(4) Para otras secciones, como para las secciones en cajón o las secciones en U donde el ancho de la chapa unida es similar al ancho del ala, el ancho eficaz b_{eff} deberá obtenerse de:

$$b_{eff} = 2t_w + 5t_f \quad \text{siendo} \quad b_{eff} \leq 2t_w + 5 k t_f \quad (4.8)$$

NOTA: Para perfiles tubulares, véase la tabla A26.7.13.

(5) Si $b_{eff} \leq b_p$, las soldaduras que conectan la chapa al ala necesitan calcularse para transmitir la resistencia de cálculo de la chapa $b_p t_p f_{y,P}/\gamma_{M0}$ suponiendo una distribución uniforme de tensiones.

4.11 Uniones largas

(1) En uniones solapadas, la resistencia de cálculo de una soldadura en ángulo deberá reducirse multiplicándola por un coeficiente de reducción β_{Lw} para tener en cuenta los efectos de una distribución de tensiones no uniforme a lo largo de su longitud.

(2) Las indicaciones dadas en el apartado 4.11, no son aplicables cuando la distribución de tensiones a lo largo de la soldadura corresponda con la distribución de tensiones en el metal base adyacente como, por ejemplo, en el caso de una soldadura que conecta el ala al alma de una chapa de una viga.

(3) En las uniones solapadas mayores que $150a$ el coeficiente de reducción β_{Lw} deberá tomarse como $\beta_{Lw,1}$, dado por:

$$\beta_{Lw,1} = 1,2 - 0,2L_j/(150a) \quad \text{siendo} \quad \beta_{Lw,1} \leq 1,0 \quad (4.9)$$

donde:

L_j es la longitud total de solape en la dirección de transferencia de carga.

(4) Para cordones de soldadura mayores de 1,7 metros que unen rigidizadores transversales en elementos de chapa, el coeficiente de reducción β_{Lw} puede tomarse como $\beta_{Lw,2}$ dado por:

$$\beta_{Lw,1} = 1,1 - L_w/17 \quad \text{siendo} \quad \beta_{Lw,2} \leq 1,0 \quad \text{y} \quad \beta_{Lw,2} \geq 0,6 \quad (4.10)$$

donde:

L_w es la longitud de la soldadura (en metros).

4.12 Soldaduras a tope con penetración parcial a un único lado o en ángulo cargadas excéntricamente

- (1) La excentricidad local deberá evitarse cuando sea posible.
- (2) La excentricidad local (respecto a la línea de acción del esfuerzo a resistir) deberá tenerse en cuenta en los siguientes casos:
 - Cuando un momento flector transmitido a lo largo del eje longitudinal de la soldadura produzca tracción en la raíz de dicha soldadura, véase la figura A26.4.9(a);
 - Cuando la carga a tracción transmitida en dirección perpendicular al eje longitudinal de la soldadura produce un momento flector que resulta en una carga de tracción en la raíz de la soldadura, véase la figura A26.4.9(b).
- (3) No será necesario tener en cuenta la excentricidad local si la soldadura forma parte de un grupo de soldaduras alrededor del perímetro de una sección hueca estructural.

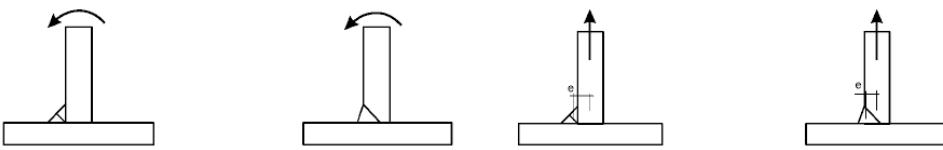


Figura A26.4.9 Soldaduras en ángulo o a tope con penetración parcial a un solo lado

4.13 Angulares conectados por un lado

- (1) En angulares conectados por un lado, la excentricidad en los solapados soldados en uniones en extremo, puede tenerse en cuenta mediante la adopción de un área eficaz de la sección y tratando, entonces, el elemento estructural como cargado concéntricamente.
- (2) Para un angular de lados iguales, o para uno con distintos lados unido por el lado más largo, el área eficaz puede tomarse igual al área bruta.
- (3) Para un angular con lados distintos unido por el lado más pequeño, el área eficaz deberá tomarse igual al área bruta de un angular equivalente de lados iguales de una longitud de ala igual a la del ala menor, para la determinación de la resistencia de cálculo de la sección, véase el Anejo 22. Sin embargo, cuando se determine la resistencia de cálculo a pandeo de un elemento comprimido (ver dicho anexo), deberá emplearse el área bruta real de la sección.

4.14 Soldadura en zonas conformadas en frío

- (1) La soldadura puede llevarse a cabo en una longitud $5t$ a ambos lados de una zona conformada en frío, véase la tabla A26.4.2, siempre que se cumpla una de las siguientes condiciones:
 - Las zonas conformadas en frío se normalizan después del conformado en frío, pero antes de la soldadura;
 - La relación r/t cumple con el valor correspondiente obtenido de la tabla A26.4.2.

Tabla A26.4.2 Condiciones de soldadura en zonas conformadas en frío y el material adyacente

r/t	Deformación debida al conformado en frío (%)	Espesor máximo (mm)		
		En general		Acero totalmente calmado o reposado con aluminio $Al \geq 0,02\%$
		Carga predominantemente estática	Cuando predomina la fatiga	
≥ 25	≤ 2	cualquiera	cualquiera	cualquiera
≥ 10	≤ 5	cualquiera	16	cualquiera
$\geq 3,0$	≤ 14	24	12	24
$\geq 2,0$	≤ 20	12	10	12
$\geq 1,5$	≤ 25	8	8	10
$\geq 1,0$	≤ 33	4	4	6

NOTA: Se puede considerar que los perfiles tubulares conformados en frío de acuerdo con la norma UNE-EN 10219 que no satisfagan los límites dados en la tabla A26.4.2, satisfacen estos límites si los perfiles tienen un espesor no superior a 12,5 mm y son calmados o reposados con aluminio de una calidad J2H, K2H, MH, MLH, NH o NLH y además cumplen que $C \leq 0,18\%$, $P \leq 0,020\%$ y $S \leq 0,012\%$.

En otros casos, solo se permite soldar dentro de una distancia de $5t$ desde las esquinas si puede demostrarse mediante ensayos que el soldeo es posible para esa aplicación particular.

5 Análisis, clasificación y modelización

5.1 Análisis global

5.1.1 Generalidades

(1) Los efectos del comportamiento de las uniones sobre la distribución de los esfuerzos dentro de la estructura y sobre todas las deformaciones de la estructura, normalmente deberán tenerse en cuenta, pero podrán despreciarse cuando estos efectos sean suficientemente pequeños.

(2) Para identificar si es necesario tener en cuenta los efectos del comportamiento de una unión en el análisis, puede distinguirse entre tres modelos de uniones simplificadas como sigue:

- simple, en el que puede suponerse que la unión no transmite los momentos flectores;
- continua, en el que puede suponerse que el comportamiento de la unión no afecta al análisis;
- semi-continua, en el que es necesario tener en cuenta el comportamiento de la unión en el análisis.

(3) El tipo de modelo de unión apropiado deberá determinarse a partir de la tabla A26.5.1, dependiendo de la clasificación de la unión y del método de análisis elegido.

(4) La curva característica momento de cálculo - giro de una unión, empleada en el análisis, puede simplificarse adoptando cualquier curva apropiada, adoptando una aproximación lineal (por ejemplo

bilineal o trilineal), siempre que esta curva aproximada se encuentre completamente por debajo de la curva característica momento de cálculo-giro.

Tabla A26.5.1 Tipo de modelo de unión

Método de análisis global	Clasificación de la unión		
Elástico	Nominalmente articulada	Rígida	Semi-rígida
Rígido-plástico	Nominalmente articulada	Resistencia total	Resistencia parcial
Elasto-plástico	Nominalmente articulada	Rígida y resistencia total	Semi-rígido y resistencia parcial Semi-rígido y resistencia completa Rígido y resistencia parcial
Tipo de modelo de la unión	Simple	Continuo	Semi-continuo

5.1.2 Análisis elástico global

- (1) Las uniones deben clasificarse de acuerdo con su rigidez al giro, véase el apartado 5.2.2.
- (2) Las uniones deberán tener una resistencia suficiente para transmitir los esfuerzos actuantes en las uniones resultantes del análisis.
- (3) En el caso de una unión semi-rígida, normalmente deberá emplearse en el análisis la rigidez al giro S_j correspondiente al momento flector $M_{j,Ed}$. Si $M_{j,Ed}$ no es mayor de $2/3 M_{j,Rd}$, puede tomarse en el análisis global la rigidez inicial al giro $S_{j,ini}$, véase la figura A26.5.1(a).
- (4) Como simplificación al apartado 5.1.2(3), la rigidez al giro puede tomarse en el análisis como $S_{j,ini}/\eta$, para todos los valores del momento $M_{j,Ed}$, como se muestra en la figura A26.5.1(b), donde η es el coeficiente de modificación de la rigidez de la tabla A26.5.2.
- (5) Para uniones entre secciones en I o H, S_j se da en el apartado 6.3.1.

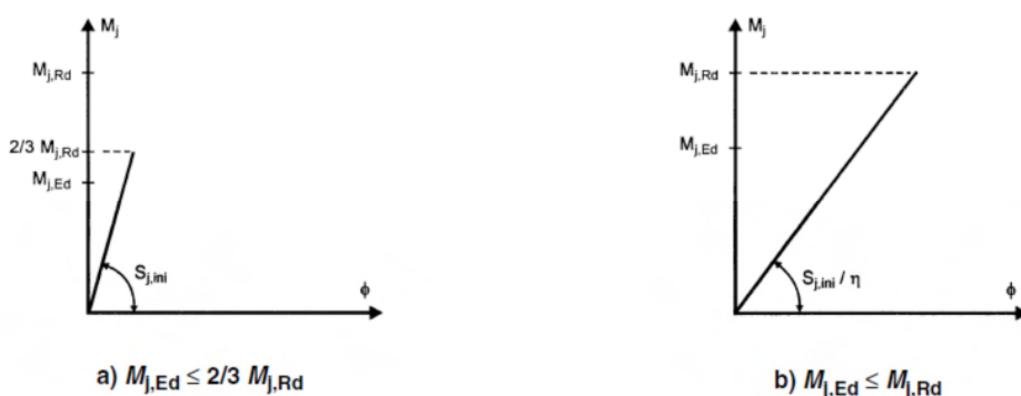


Figura A26.5.1 Rigidez al giro a emplear en un análisis global elástico

Tabla A26.5.2 Coeficiente de modificación de rigidez η

Tipo de unión	Unión viga-pilar	Otros tipos de uniones (viga-viga, empalmes de vigas, uniones en la base de los pilares)
Soldadas	2	3
Chapas de extremo atornilladas	2	3
Chapas de empalme atornilladas en el ala	2	3,5
Placas base	-	3

5.1.3 Análisis global rígido-plástico

- (1) Las uniones deberán clasificarse de acuerdo con su resistencia, véase el apartado 5.2.3.
- (2) Para uniones que conectan secciones en I o en H, el $M_{j,Rd}$ se da en el apartado 6.2.
- (3) Para uniones que conectan perfiles tubulares, puede emplearse el método descrito en el apartado 7.
- (4) La capacidad de giro de una unión deberá ser suficiente para acomodar las rotaciones resultantes del análisis.
- (5) Para uniones entre secciones en I o H, la capacidad de giro deberá comprobarse de acuerdo con el apartado 6.4.

5.1.4 Análisis global elasto-plástico

- (1) Las uniones deberán clasificarse de acuerdo con su rigidez (véase el apartado 5.2.2) y su resistencia (véase el apartado 5.2.3).
- (2) Para uniones entre secciones en I o en H, $M_{j,Rd}$ se da en el apartado 6.2, S_j se da en el apartado 6.3.1 y ϕ_{Cd} se da en el apartado 6.4.
- (3) Para uniones que conectan perfiles tubulares, puede emplearse el método descrito en el apartado 7.
- (4) La curva característica de momento-giro de la unión deberá emplearse para determinar la distribución de los esfuerzos.
- (5) Como simplificación, puede adoptarse la curva bilineal característica del momento de cálculo-giro mostrada en la figura A26.5.2. El coeficiente de modificación de la rigidez η deberá obtenerse de la tabla A26.5.2.

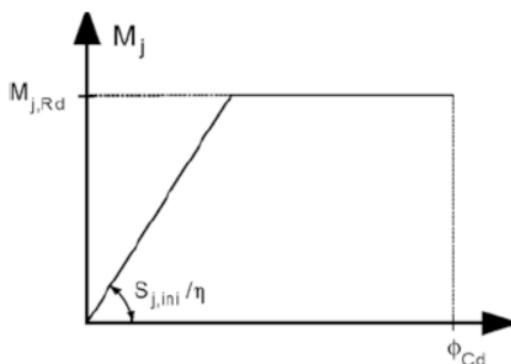


Figura A26.5.2 Curva característica bilineal simplificada del momento de cálculo-giro

5.1.5 Análisis global de las vigas en celosía

- (1) Las disposiciones dadas en el apartado 5.1.5 son solamente aplicables en estructuras en las que las uniones se comprueben de acuerdo con el apartado 7.
- (2) La distribución de axiles en una viga en celosía puede determinarse suponiendo que los elementos se conectan mediante uniones articuladas (véase también el apartado 2.7).
- (3) Los momentos hiperestáticos en las uniones, causados por la rigidez al giro en las uniones, pueden despreciarse tanto en el cálculo de los elementos como en el cálculo de las uniones, siempre que se cumplan las condiciones siguientes:
- la geometría de la unión está dentro del rango de validez especificado en las tablas 7.1, 7.8, 7.9 o 7.20,
 - la relación entre la longitud del sistema y el canto del elemento estructural en el plano de la viga de celosía no es menor que el valor mínimo correspondiente. Para estructuras de edificación, el valor mínimo apropiado que puede tomarse es 6,
 - la excentricidad está dentro de los límites especificados en el apartado 5.1.2 (5).
- (4) Los momentos resultantes de las cargas transversales (tanto las que se producen dentro del plano como fuera del mismo) que se aplican entre los puntos del panel, deberán tenerse en cuenta en el cálculo de los elementos sobre los que se aplican. Siempre que se cumplan las condiciones descritas en el apartado 5.1.5(3):
- las uniones entre elementos de arriostramiento y cordones pueden considerarse como articuladas, por lo que los momentos resultantes de las cargas transversales aplicadas sobre los cordones no necesitan distribuirse dentro de los elementos de arriostramiento, y viceversa;
 - los cordones pueden considerarse como vigas continuas, con apoyos simples en los puntos del panel.
- (5) Los momentos resultantes de las excentricidades pueden despreciarse en el cálculo de los cordones traccionados y los elementos de arriostramiento. También pueden despreciarse en el cálculo de las uniones si las excentricidades están dentro de los siguientes límites:

$$0,55d_0 \leq e \leq 0,25d_0 \quad (5.1a)$$

$$0,55h_0 \leq e \leq 0,25h_0 \quad (5.1b)$$

donde:

e es la excentricidad definida en la figura A26.5.3

d_0 es el diámetro del cordón

h_0 es el canto del cordón, en el plano de la viga en celosía.

(6) Cuando las excentricidades están dentro de los límites descritos en el apartado 5.1.5(5), los momentos resultantes de la excentricidad deberán tenerse en cuenta en el cálculo de los cordones sometidos a compresión. En este caso, los momentos producidos por las excentricidades deberán distribuirse entre los cordones comprimidos a cada lado de la unión, en función de sus coeficientes de rigidez relativa I/L , donde L es la longitud de dicho elemento, medido entre puntos del panel.

(7) Cuando las excentricidades están fuera de los límites descritos en el apartado 5.1.5 (5), los momentos resultantes de las excentricidades deberán tenerse en cuenta en el cálculo de las uniones y de los elementos. En este caso, los momentos producidos por la excentricidad deberán distribuirse entre todos los elementos que se encuentren en la unión, a partir de sus coeficientes de rigidez relativa I/L .

(8) Las tensiones de un cordón resultantes de los momentos considerados en el cálculo, también deberán tenerse en cuenta para determinar los coeficientes k_m , k_n , k_p , empleados en el cálculo de las

uniones, véase de la tabla A26.7.2 a la tabla A26.7.5, la tabla A26.7.10 y de la tabla A26.7.12 a la tabla A26.7.14.

(9) Los casos en los que deben tenerse en cuenta los momentos se resumen en la tabla A26.5.3.

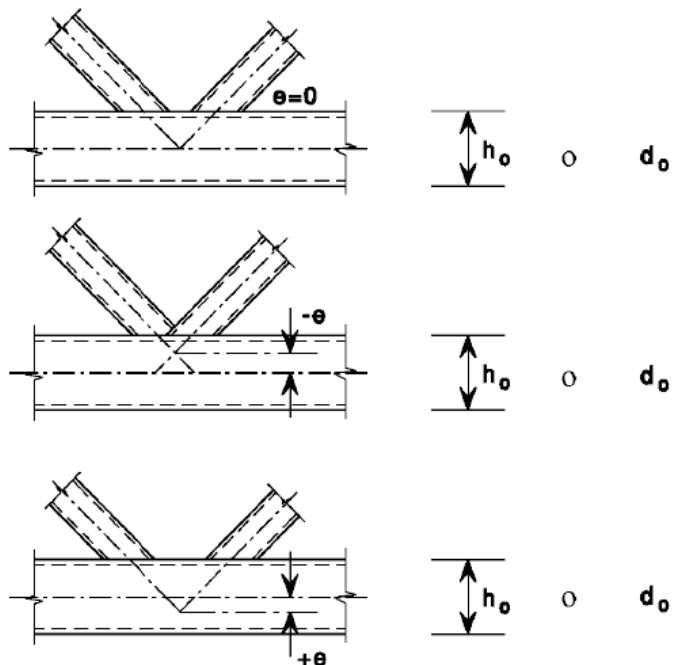


Figura A26.5.3 Excentricidad de las uniones

Tabla A26.5.3 Casos en los que deben considerarse los momentos flectores

Tipo de componente	Procedencia del momento flector		
	Efectos secundarios	Carga transversal	Excentricidad
Cordón comprimido			Sí
Cordón traccionado	No si se cumple el apartado 5.1.5(3)	sí	No, si se cumplen los puntos (3) y (5) del apartado 5.1.5
Elemento de arriostramiento			No, si se cumplen los puntos (3) y (5) del apartado 5.1.5
Unión			No, si se cumplen los puntos (3) y (5) del apartado 5.1.5

5.2 Clasificación de uniones

5.2.1 Generalidades

(1) Los detalles de todas las uniones deberán satisfacer las hipótesis del método de cálculo correspondiente, sin afectar a ninguna otra parte de la estructura.

(2) Las uniones pueden clasificarse según su rigidez (véase el apartado 5.2.2) y su resistencia (véase el apartado 5.2.3).

5.2.2 Clasificación según la rigidez

5.2.2.1 Generalidades

(1) Una unión puede clasificarse como rígida, nominalmente articulada o semi-rígida de acuerdo con su rigidez al giro, comparando su rigidez inicial al giro $S_{j,ini}$ con los límites dados en el apartado 5.2.2.5.

NOTA: Las reglas para la determinación de $S_{j,ini}$ para uniones entre secciones en I o en H se describen en el apartado 6.3.1. Las reglas para la determinación de $S_{j,ini}$ para uniones que conectan perfiles tubulares no se recogen en este anexo.

(2) Una unión puede clasificarse basándose en una evidencia experimental, en la experiencia de un comportamiento previo satisfactorio en casos similares o por cálculos basados en resultados de ensayos.

5.2.2.2 Uniones nominalmente articuladas

(1) Una unión nominalmente articulada deberá ser capaz de transmitir esfuerzos, sin desarrollar momentos significativos que puedan afectar negativamente a elementos estructurales o la estructura como un todo.

(2) Una unión nominalmente articulada deberá ser capaz de soportar los giros resultantes bajo cargas de cálculo.

5.2.2.3 Uniones rígidas

(1) Puede suponerse que las uniones clasificadas como rígidas tienen suficiente rigidez al giro como para justificar un análisis basado en una continuidad total.

5.2.2.4 Uniones semi-rígidas

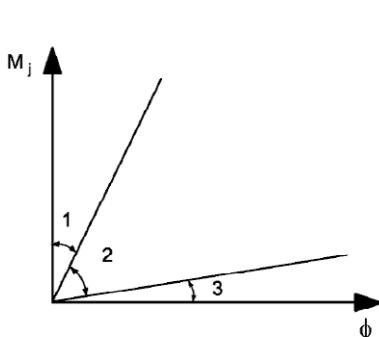
(1) Una unión que no satisfaga los criterios de una unión rígida o de una unión nominalmente articulada, deberá clasificarse como una unión semirrígida.

NOTA: Las uniones semirrígidas proporcionan un grado predecible de interacción entre elementos, basado en la curva característica momento de cálculo-giro de las uniones.

(2) Las uniones semirrígidas deberán ser capaces de transmitir esfuerzos y momentos.

5.2.2.5 Límites de clasificación

(1) Los valores límite para las clasificaciones de uniones que no sean las de los pilares se dan en el apartado 5.2.2.1(1) y en la figura A26.5.4.



Zona 1: rígidas, si $S_{j,ini} \geq k_b EI_b / I_b$

donde:

$k_b = 8$ para pórticos donde el arriostramiento reduce el desplazamiento horizontal al menos un 80%

$k_b = 25$ para otros pórticos, siempre que cumpla en todas las plantas $K_b/K_c \geq 0,1^*)$

Zona 2: semi-rígidas

Todas las uniones en la zona 2 deberán clasificarse como semirrígidas. Las uniones en zonas 1 o 3 pueden opcionalmente tratarse también como semi-rígidas.

Zona 3: nominalmente articuladas, si $S_{j,ini} \leq 0,5EI_b / L_b$

*) Para entramados donde $K_b/K_c < 0,1$, las uniones deberán clasificarse como semi-rígidas

K_b es el valor medio de I_b/L_b para todas las vigas en la parte superior de la planta

K_c es el valor medio de I_c/L_c para todos los pilares de la planta

I_b es el momento de inercia de la viga

I_c es el momento de inercia del pilar

L_b es la luz del vano de la viga (entre centros de pilares)

L_c es la altura entre plantas de un pilar.

Figura A26.5.4 Clasificación de uniones según su rigidez

(2) Las bases de los pilares pueden considerarse como rígidas siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- en pórticos donde el arriostramiento reduce el desplazamiento horizontal al menos hasta un 80% y cuando pueden despreciarse los efectos de la deformación:

$$\text{si } \overline{\lambda}_0 \leq 0,5; \quad (5.2a)$$

$$\text{si } 0,5 < \overline{\lambda}_0 < 3,93 \quad \text{y} \quad S_{j,ini} \geq 7(2\overline{\lambda}_0 - 1)EI_c/L_c \quad (5.2b)$$

$$\text{si } \overline{\lambda}_0 \geq 3,93 \quad \text{y} \quad S_{j,ini} \geq 48EI_c/L_c \quad (5.2c)$$

- en el resto de casos,

$$\text{si } S_{j,ini} \geq 30EI_c/L_c \quad (5.2d)$$

donde:

$\overline{\lambda}_0$ es la esbeltez del pilar en la que sus dos extremos se suponen articulados

I_c, L_c se definen en la figura A26.5.4.

5.2.3 Clasificación en función de la resistencia

5.2.3.1 Generalidades

(1) Una unión puede clasificarse como rígida con capacidad plena para transmitir la resistencia última de los elementos unidos, nominalmente articulada o parcialmente resistente al comparar su momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$, con la resistencia al momento de cálculo de los elementos que conecta. Para la clasificación de uniones, la resistencia de cálculo de un elemento deberá tomarse como la del elemento adyacente a la unión.

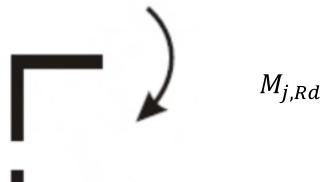
5.2.3.2 Uniones nominalmente articuladas

- (1) Una unión nominalmente articulada deberá ser capaz de transmitir los esfuerzos sin desarrollar momentos que puedan afectar negativamente a los elementos estructurales o la estructura como un todo.
- (2) Una unión nominalmente articulada deberá ser capaz de soportar los giros resultantes bajo cargas de cálculo.
- (3) Una unión puede clasificarse como nominalmente articulada si su momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$, no es mayor de 0,25 veces el momento de cálculo resistente necesario para una unión rígida con capacidad para transmitir la resistencia última de los elementos unidos, siempre que también tenga la capacidad de giro suficiente.

5.2.3.3 Uniones rígidas con capacidad para transmitir la resistencia última de los elementos unidos

- (1) La resistencia de cálculo de una unión rígida con capacidad para transmitir la resistencia última de los elementos unidos no deberá ser menor que la de los elementos conectados.
- (2) Una unión puede clasificarse como rígida con capacidad plena para transmitir la resistencia última de los elementos unidos si cumple el criterio dado en la figura A26.5.5.

a) Cabeza del pilar



Bien $M_{j,Rd} \geq M_{b,p\ell,Rd}$

o $M_{j,Rd} \geq M_{c,p\ell,Rd}$

b) A lo largo de la altura del pilar



Bien $M_{j,Rd} \geq M_{b,p\ell,Rd}$

o $M_{j,Rd} \geq M_{c,p\ell,Rd}$

$M_{b,p\ell,Rd}$ es el momento plástico resistente de cálculo de una viga

$M_{c,p\ell,Rd}$ es el momento plástico resistente de cálculo de un pilar.

Figura A26.5.5 Uniones rígidas con capacidad plena para transmitir esfuerzos

5.2.3.4 Uniones de resistencia parcial

- (1) Una unión en la que no se cumplen los criterios para una unión rígida con capacidad para transmitir la resistencia última de los elementos unidos o nominalmente articulada deberá clasificarse como de resistencia parcial.

5.3 Modelización de la unión entre viga-pilar

- (1) Para modelizar el comportamiento deformacional de una unión, deberá tenerse en cuenta la deformación a cortante del panel del alma y la deformación debida al giro de las uniones.
- (2) Las configuraciones de las uniones deberán calcularse para resistir los momentos flectores $M_{b1,Ed}$ y $M_{b2,Ed}$, los esfuerzos normales $N_{b1,Ed}$ y $N_{b2,Ed}$, y los cortantes $V_{b1,Ed}$ y $V_{b2,Ed}$, aplicados a la unión a través de los elementos conectados, véase la figura A26.5.6.
- (3) El cortante resultante $V_{wp,Ed}$ en el panel del alma deberá obtenerse empleando:

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed})/z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed})/2 \quad (5.3)$$

donde:

z es el brazo mecánico, véase el apartado 6.2.7.

(4) Para modelizar una unión de forma que reproduzca el comportamiento esperado, el panel del alma a cortante y cada una de las conexiones deberán modelizarse por separado, teniendo en cuenta los momentos y los esfuerzos en los elementos, actuando en la periferia del panel del alma, véase la figura A26.5.6(a) y la figura A26.5.7.

(5) Como alternativa, para simplificar el apartado 5.3(4), una unión simple puede modelizarse como una unión única y una unión doble puede modelizarse como dos uniones separadas pero inter-actuantes, una a cada lado. Como consecuencia, una unión viga-pilar a ambos lados del pilar (doble) tendrá dos curvas características momento-giro, una para la unión a mano derecha y la otra para la que está a mano izquierda.

(6) En una unión viga-pilar doble, cada unión deberá modelizarse como un resorte de giro independiente, como se muestra en la figura A26.5.8, en el que cada resorte tiene una curva característica momento-giro que tendrá en cuenta el comportamiento del panel del alma a cortante así como la influencia de las conexiones correspondientes.

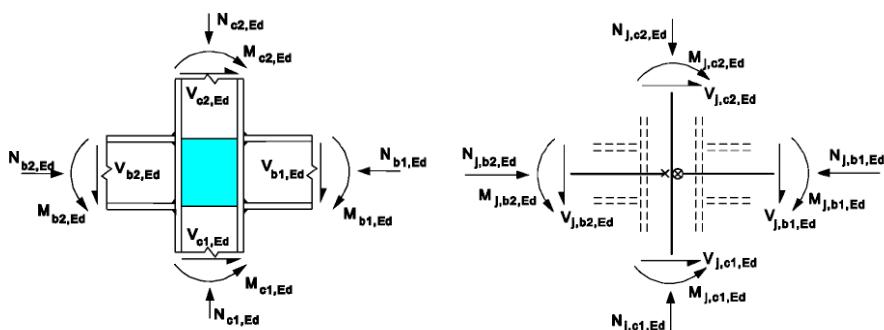
(7) En la determinación del momento resistente de cálculo y la rigidez al giro de cada una de las uniones, la posible influencia del panel del alma sometido a cortante deberá tenerse en cuenta mediante los parámetros de transformación β_1 y β_2 , donde:

β_1 es el parámetro de transformación β para el lado derecho de la unión.

β_2 es el parámetro de transformación β para el lado izquierdo de la unión.

NOTA: Los parámetros de transformación β_1 y β_2 se emplean directamente en los apartados 6.2.7.2(7) y 6.3.2(1). También se emplean en los apartados 6.2.6.2(1) y 6.2.6.3(4) junto con la tabla A26.6.3 para obtener el coeficiente de reducción ω a cortante.

(8) Los valores aproximados de β_1 y β_2 basados en los valores de los momentos de la viga $M_{b1,Ed}$ y $M_{b2,Ed}$ en la periferia del panel del alma, véase la figura A26.5.6(a), pueden obtenerse de la tabla A26.5.4.

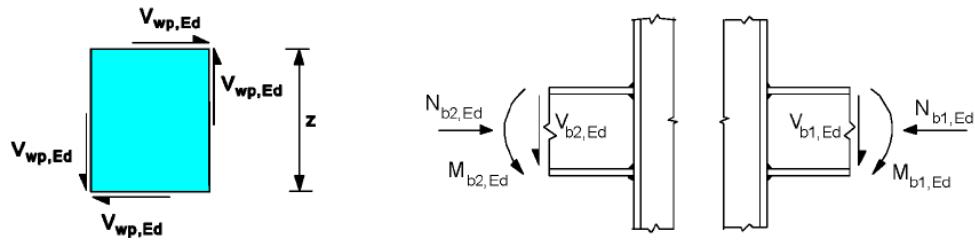


a) Valores en la periferia del panel del elemento

b) Valores en la intersección de los ejes de alma

los

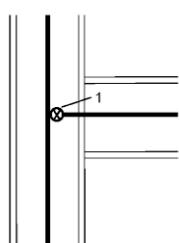
La dirección de esfuerzos y momentos representada se considera positiva a efectos de las ecuaciones (5.3) y (5.4)
Figura A26.5.6 Esfuerzos y momentos que actúan en la unión



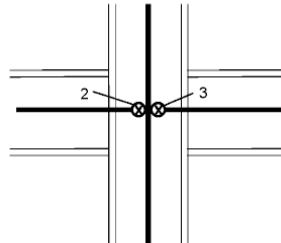
a) Cortantes en el panel del alma

b) Uniones con esfuerzos y momentos en las vigas

Figura A26.5.7 Esfuerzos y momentos que actúan en el panel del alma de las uniones



Configuración de la unión en un solo lado



Configuración de la unión en ambos lados

1 Unión

2 Unión 2: lado izquierdo

3 Unión 1: lado derecho

Figura A26.5.8 Modelización de la unión

(9) Como alternativa al apartado 5.3(8), a partir del modelo simplificado mostrado en la figura A26.5.6(b), pueden determinarse valores más exactos de β_1 y β_2 basados en los valores de los momentos de la viga $M_{j,b1,Ed}$ y $M_{j,b2,Ed}$ en la intersección de los ejes de los elementos.

$$\beta_1 = |1 - M_{j,b2,Ed} / M_{j,b1,Ed}| \leq 2 \quad (5.4a)$$

$$\beta_2 = |1 - M_{j,b1,Ed} / M_{j,b2,Ed}| \leq 2 \quad (5.4b)$$

donde:

$M_{j,b1,Ed}$ es el momento en la intersección a mano derecha de la viga

$M_{j,b2,Ed}$ es el momento en la intersección a mano izquierda de la viga.

(10) En el caso de una unión no rigidizada viga-pilar a ambos lados del pilar y no rigidizada, en la que el canto de las dos vigas no es igual, deberá tenerse en cuenta la distribución real de las tensiones tangenciales en el panel de alma del pilar para determinar el momento resistente de cálculo.

Tabla A26.5.4 Valores aproximados para el parámetro de transformación β

Tipo de configuración de la unión	Acción	Valor de β
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$	$\beta = 0$ *)
	$M_{b1,Ed}/M_{b2,Ed} > 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}/M_{b2,Ed} < 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,Ed} + M_{b2,Ed} = 0$	$\beta \approx 2$

*) En este caso del valor de β es un valor exacto en lugar de una aproximación.

6 Uniones estructurales entre secciones en H o en I

6.1 Generalidades

6.1.1 Bases

(1) Este apartado contiene métodos de cálculo para la determinación de las propiedades estructurales de las uniones en cualquier tipo de pórtico. Para aplicar estos métodos, una unión deberá modelizarse como un conjunto de varios componentes básicos, véase el apartado 1.4(1).

(2) Los componentes básicos empleados en este anexo se identifican en la tabla A26.6.1 y sus propiedades deberán determinarse de acuerdo con las directrices dadas en el mismo. Se pueden emplear otros componentes básicos siempre que sus propiedades se basen en ensayos o en métodos analíticos y numéricos contrastados por ensayos, véase el Anejo 18.

NOTA: Los métodos de cálculo para componentes básicos de una unión recogidos en este anexo son de aplicación general y también pueden aplicarse a componentes similares en otras configuraciones de uniones. Sin embargo, los métodos de cálculo específicos dados para determinar el momento resistente de cálculo, la rigidez al giro y la capacidad de giro de una unión se basan en una supuesta distribución de esfuerzos de las configuraciones de uniones indicadas en la figura A26.1.2. Para otras configuraciones de uniones, los métodos de cálculo para determinar el momento resistente, la rigidez al giro y la capacidad de giro deberán basarse en hipótesis apropiadas de la distribución de los esfuerzos.

6.1.2 Propiedades estructurales

6.1.2.1 Curva característica momento de cálculo-giro

(1) Una unión puede representarse por un resorte frente al giro que une los ejes de los elementos conectados en el punto de intersección, como se indica en la figura A26.6.1(a) y (b) para una unión viga-pilar aun solo lado del pilar. Las propiedades del resorte pueden expresarse en forma de curva característica que describe la relación entre el momento flector $M_{j,Ed}$ aplicado a la unión y el giro

correspondiente ϕ_{Ed} entre los elementos conectados. Generalmente, la curva característica momento de cálculo-giro es no lineal, tal y como se indica en la figura A26.6.1(c).

(2) La curva característica momento de cálculo-giro, véase la figura A26.6.1(c), deberá definir las siguientes tres propiedades estructurales principales:

- momento resistente;
- rigidez al giro;
- capacidad de giro.

NOTA: En algunos casos, el comportamiento real, debido al momento-giro de una unión, incluye algún giro debido a los efectos como el deslizamiento de los tornillos, la falta de calibrado y, en el caso de bases de pilares, la interacción suelo-estructura. Esto puede resultar en una cantidad significativa de giros iniciales de las rótulas que puede ser necesario incluir en el cálculo de la curva característica momento de cálculo-giro.

(3) La curva característica momento de cálculo-giro de una unión viga-pilar deberá ser acorde con las hipótesis hechas en el análisis global de la estructura y con las hipótesis hechas en el cálculo de los elementos, véase el Anejo 22.

(4) La curva característica momento de cálculo-giro de uniones y bases de pilares de secciones en I o en H como las del apartado 6.3.1(4), puede suponerse que satisface suficientemente los requisitos del apartado 5.1.1(4) como para simplificar esta curva característica a los efectos del análisis global.

6.1.2.2 Momento resistente de cálculo

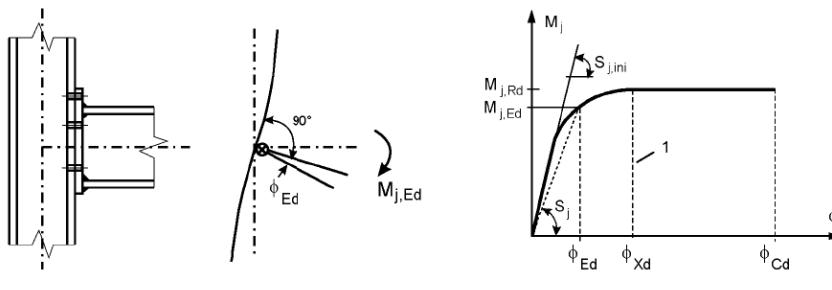
(1) El momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$, que es igual al momento máximo de la curva característica momento de cálculo-giro, véase la figura A26.6.1(c), deberá tomarse como se indica en el apartado 6.1.3(4).

6.1.2.3 Rigidez al giro

(1) La rigidez al giro S_j , que es la rigidez secante, como se indica en la figura A26.6.1(c), deberá tomarse de acuerdo con el apartado 6.3.1(4). Para el cálculo de la curva característica momento de cálculo-giro, esta definición de S_j se aplica al giro ϕ_{xd} para el que $M_{j,Ed}$ alcanza por primera vez $M_{j,Rd}$, pero no para giros mayores, véase la figura A26.6.1(c). La rigidez inicial de giro $S_{j,ini}$, que es la pendiente en el tramo elástico de la curva característica momento de cálculo-giro, deberá tomarse como la indicada por el apartado 6.1.3(4).

6.1.2.4 Capacidad de giro

(1) La capacidad de giro ϕ_{cd} de una unión, que es igual a la máxima rotación de la curva característica momento de cálculo-giro, véase la figura A26.6.1(c), deberá tomarse según el apartado 6.1.3(4).



a) Unión b) Modelo c) Curva característica momento de cálculo-giro
Figura A26.6.1 Curva característica momento de cálculo-giro de una unión

6.1.3 Componentes básicos de una unión

- (1) La curva característica momento de cálculo-giro de una unión deberá depender de las propiedades de sus componentes básicos, que deberán estar entre los identificados en el apartado 6.1.3(2).
- (2) Los componentes básicos de una unión deberán ser los indicados en la tabla A26.6.1, junto con la referencia a las reglas de aplicación que deberán emplearse para la evaluación de sus propiedades estructurales.
- (3) Ciertos componentes de las uniones pueden estar armados. Los detalles de los diferentes métodos de armado se dan en los apartados 6.2.4.3 y 6.2.6.
- (4) Las relaciones entre las propiedades de los componentes básicos de una unión y las propiedades estructurales de la unión deberán ser las indicadas en las siguientes cláusulas:
 - para momentos resistentes, en los apartados 6.2.7 y 6.2.8;
 - para rigidez al giro, en el apartado 6.3.1;
 - para capacidad de giro, en el apartado 6.4.

Tabla A26.6.1 Componentes básicos de una unión

Componente			Referencia a las reglas de aplicación		
			Resistencia de cálculo	Coeficiente de rigidez	Capacidad de giro
1	Panel del alma de un pilar a cortante		6.2.6.1	6.3.2	6.4.2 y 6.4.3
2	Alma de un pilar sometido a compresión transversal		6.2.6.2	6.3.2	6.4.2 y 6.4.3
3	Alma de un pilar sometido a tracción transversal		6.2.6.3	6.3.2	6.4.2 y 6.4.3
4	Ala de un pilar sometido a flexión		6.2.6.4	6.3.2	6.4.2 y 6.4.3

Componente		Referencia a las reglas de aplicación			
		Resistencia de cálculo	Coeficiente de rigidez	Capacidad de giro	
5	Chapa en extremo sometida a flexión		6.2.6.5	6.3.2	6.4.2
6	Angular de empalme sometido a flexión		6.2.6.6	6.3.2	6.4.2
7	Ala y alma de una viga o un pilar sometidos a compresión		6.2.6.7	6.3.2	*)
8	Alma de una viga sometida a tracción		6.2.6.8	6.3.2	*)
9	Chapa sometida a tracción o a compresión		en tracción: -Anejo 22 en compresión: -Anejo 22	6.3.2	*)
10	Tornillos traccionados		con el ala de un pilar: -6.2.6.4 con una chapa de frontal: -6.2.6.5 con chapa de empalme da las alas: -6.2.6.6	6.3.2	6.4.2
11	Tornillos sometidos a cortante		3.6	6.3.2	6.4.2

Componente		Referencia a las reglas de aplicación			
		Resistencia de cálculo	Coeficiente de rigidez	Capacidad de giro	
12	Tornillos sometidos a deslizamiento (sobre el ala de la viga, el ala del pilar, chapa en extremo o de empalme)		3.6	6.3.2	*)
13	Hormigón sometido a compresión, incluyendo el mortero		6.2.6.9	6.3.2	*)
14	Placa base flexionada sometida a compresión		6.2.6.10	6.3.2	*)
15	Placa base flexionada sometida a tracción		6.2.6.11	6.3.2	*)
16	Pernos de anclaje traccionados		6.2.6.12	6.3.2	*)
17	Pernos de anclaje sometidos a cortante		6.2.2	*)	*)
18	Pernos de anclaje sometidos a flexión		6.2.2	*)	*)
19	Soldaduras		4	6.3.2	*)
20	Viga acartelada		6.2.6.7	6.3.2	*)

*) No hay información disponible en esta parte.

6.2 Resistencia de cálculo

6.2.1 Esfuerzos

(1) Puede suponerse que las tensiones debidas a los esfuerzos y momentos en un elemento no afectan a la resistencia de cálculo de los componentes básicos de una unión, excepto para lo especificado en los apartados 6.2.1(2) y 6.2.1(3).

(2) Deberá tenerse en cuenta la tensión longitudinal en un pilar cuando se determine la resistencia de cálculo del alma del pilar sometido a compresión, véase el apartado 6.2.6.2(2).

(3) Deberá tenerse en cuenta el cortante en el alma de un pilar cuando se determine la resistencia de cálculo de los siguientes componentes básicos:

- alma de un pilar sometido a compresión transversal, véase el apartado 6.2.6.2;
- alma de un pilar sometido a tracción transversal, véase el apartado 6.2.6.3.

6.2.2 Cortantes

(1) En uniones soldadas y en las atornilladas con chapas frontales, las soldaduras que unen el alma de la viga deberán calcularse para transmitir el cortante procedente de la viga conectada a la unión, sin ayuda de las soldaduras que unen las alas de las vigas.

(2) En uniones atornilladas con chapas frontal, la resistencia de cálculo de cada fila de tornillos sometidos a una combinación de cortante y tracción, deberá comprobarse empleando el criterio dado por la tabla A26.3.3, teniendo en cuenta la fuerza de tracción total en el tornillo, incluyendo cualquier fuerza debida al efecto de la palanca.

NOTA: Como simplificación, puede suponerse que los tornillos necesarios para resistir la tracción proporcionan su resistencia de cálculo total a tracción cuando se pueda demostrar que el cortante de cálculo no supera la suma de:

- a) la resistencia a cortante total de cálculo de los tornillos que no son necesarios para resistir a tracción, y;
- b) (0,4/1,4) veces la resistencia a cortante total de cálculo de aquellos tornillos que trabajen a tracción.

(3) En uniones atornilladas con un angular de unión, puede suponerse que la chapa de empalme que conecta el ala comprimida de la viga transmite los esfuerzos cortantes de dicha viga al pilar, siempre que:

- la separación g entre el extremo de la viga y la cara del pilar no supere el espesor t_a del angular de unión;
- la fuerza no exceda la resistencia de cálculo a cortante de los tornillos que unen los angulares a los pilares;
- el alma de la viga satisfaga los requisitos recogidos en el Anejo 25.

(4) La resistencia de cálculo a cortante de una unión puede calcularse a partir de la distribución de los esfuerzos en la unión, y de las resistencias de cálculo de sus componentes básicos a estas fuerzas, véase la tabla A26.6.1.

(5) En las placas base, si no se disponen elementos especiales para resistir los cortantes, como conectadores de bloque o de barra, deberá demostrarse la resistencia al rozamiento de cálculo de la placa base, véase el apartado 6.2.2(6), y, en los casos donde el taladro del tornillo no esté sobredimensionado, la resistencia a cortante de cálculo de los pernos de anclaje, véase el apartado 6.2.2(7), es suficiente para transmitir los cortantes de cálculo. La resistencia a flexión de cálculo de los conectadores de bloque o de barra con respecto al hormigón deberá comprobarse de acuerdo con los Anejos 19 a 21.

(6) En la base de un pilar, la resistencia al rozamiento de cálculo $F_{f,Rd}$ entre la placa base y el mortero deberán calcularse como sigue:

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed} \quad (6.1)$$

donde:

$C_{f,d}$ es el coeficiente de rozamiento entre la chapa base y la capa de mortero de cemento. Pueden emplearse los siguientes valores:

- para morteros de arena y cemento $C_{f,d} = 0,20$
- para otros tipos de mortero el coeficiente de rozamiento $C_{f,d}$ deberá determinarse mediante ensayos de acuerdo con el Anejo 18, Apéndice D

$N_{c,Ed}$ es el valor de cálculo de la fuerza de compresión normal al pilar.

NOTA: Si el pilar se carga con una fuerza normal de tracción, $F_{t,Rd} = 0$.

(7) En la base de un pilar, la resistencia a cortante de cálculo de un perno de anclaje $F_{vb,Rd}$ deberá tomarse como el menor de $F_{1,vb,Rd}$ y $F_{2,vb,Rd}$ donde:

- $F_{1,vb,Rd}$ es la resistencia a cortante de cálculo del perno de anclaje, véase el apartado 3.6.1
- $F_{2,vb,Rd} = \frac{\alpha_{bc} f_{ub} A_s}{\gamma_M}$ (6.2)

donde:

$$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 f_{yb}$$

f_{yb} es el límite elástico del perno de anclaje, donde $235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$.

(8) La resistencia a cortante de cálculo $F_{v,Rd}$ entre una placa base de un pilar y una chapa de mortero deberá calcularse como sigue:

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + F_{vb,Rd} \quad (6.3)$$

donde:

n es el número de pernos de anclaje de la placa base.

(9) El hormigón y la armadura empleada en la base deberán calcularse de acuerdo con los Anexos 19 a 21 del Código Estructural.

6.2.3 Momentos flectores

(1) El momento resistente de cálculo de cualquier unión puede calcularse a partir de la distribución de esfuerzos dentro de la unión y de las resistencias de cálculo de sus componentes básicos frente a dichos esfuerzos, véase la tabla A26.6.1.

(2) Siempre que el axil N_{Ed} en el elemento conectado no superé el 5% de la resistencia de cálculo $N_{pl,Rd}$ de su sección transversal, el momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$ de la unión viga-pilar o de un empalme de una viga puede determinarse empleando el método descrito en el apartado 6.2.7.

(3) El momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$ de la base de un pilar puede determinarse empleando el método descrito en el apartado 6.2.8.

(4) En todas las uniones, las dimensiones de las soldaduras deberán ser tal que el momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$ esté siempre limitado por la resistencia de cálculo de sus componentes básicos y no por la resistencia de cálculo de las soldaduras.

(5) En la unión viga-pilar o en el empalme de una viga en la que se necesite que se forme una rótula plástica que gire bajo cualquier caso de carga que corresponda, las soldaduras deberán calcularse para resistir los efectos de un momento al menos igual al menor de:

- el momento resistente plástico de cálculo del elemento conectado $M_{p\ell,Rd}$,
- α veces el momento resistente de cálculo de la unión $M_{j,Rd}$,

donde:

$\alpha = 1,4$ para pórticos en los que el arriostramiento cumpla con el criterio (5.1) del apartado 5.2.1(3) del Anejo 22 del Código Estructural, respecto a la traslacionalidad

$\alpha = 1,7$ para los demás casos.

(6) En una unión atornillada con más de una fila de tornillos en tracción, como simplificación, la contribución de cualquier fila de tornillos puede despreciarse siempre que la contribución de todas las demás filas de tornillos próximas al centro de compresión también se desprecie.

6.2.4 Sección en T equivalente a tracción

6.2.4.1 Generalidades

(1) En las uniones atornilladas, pueden emplearse secciones en T equivalente a tracción para modelizar la resistencia de cálculo de los siguientes componentes básicos:

- ala del pilar en flexión;
- chapa frontal a flexión;
- angular de empalme en ala a flexión;
- placa base en flexión sometida a tracción.

(2) Los métodos para modelizar estos componentes básicos utilizando una sección en T equivalente, incluyendo los valores que deber emplearse para e_{min} , ℓ_{eff} y m , están descritos en el apartado 6.2.6.

(3) Los posibles modos de fallo del ala de una sección en T equivalente, pueden suponerse similares a los que se espera que ocurran en el componente básico que representan.

(4) La longitud eficaz total $\sum \ell_{eff}$ de la sección en T equivalente, véase la figura A26.6.2, deberá ser tal que la resistencia de cálculo de su ala sea equivalente a la del componente básico de la unión que representa.

NOTA: La longitud eficaz de una sección en T equivalente es una longitud teórica y no corresponde necesariamente a la longitud física del componente básico de la unión que representa.

(5) La resistencia de cálculo a tracción del ala de la sección en T deberá determinarse a partir de la tabla A26.6.2.

NOTA: El efecto de palanca se tiene en cuenta implícitamente en la determinación de la resistencia a tracción de cálculo de acuerdo con la tabla A26.6.2.

(6) En los casos en los que puedan desarrollarse fuerzas de palanca, véase la tabla A26.6.2, la resistencia a tracción de cálculo de un ala de la sección en T $F_{T,Rd}$, deberá tomarse como el menor valor de los tres modos de fallo posibles, 1,2 y 3.

(7) En los casos en los que no se desarrollen las fuerzas de palanca, la resistencia de cálculo a tracción del ala de la sección en T equivalente $F_{T,Rd}$, deberá tomarse como el menor valor de los dos modos de fallo posibles de acuerdo con la tabla A26.6.2.

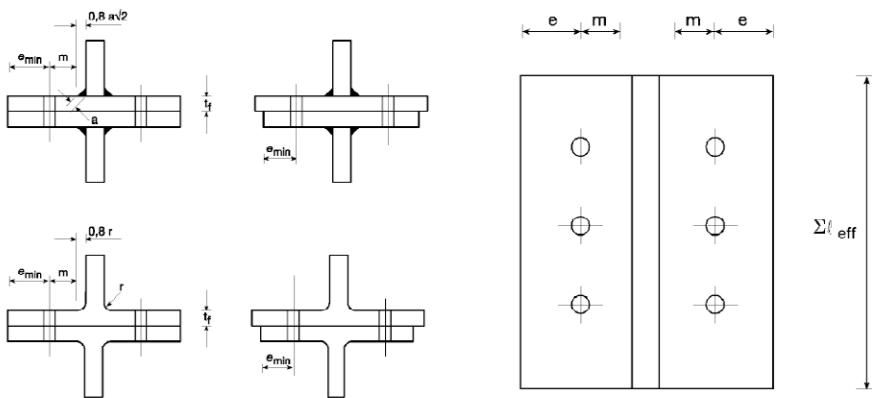


Figura A26.6.2 Dimensiones del ala de la sección en T equivalente

Tabla A26.6.2 Resistencia de cálculo $F_{T,Rd}$ del ala de la sección en T

	Con fuerzas de palanca, por ejemplo $L_b \leq L_b^*$		Sin fuerzas de palanca	
Modo 1	Método 1	Método 2 (método alternativo)	$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$	
sin refuerzos	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m + n)}$		
con refuerzos	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - e_w(m + n)}$		
Modo 2	$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$			
Modo 3	$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$			

Modo 1: Ala totalmente plastificada

Modo 2: Fallo del tornillo por plastificación del ala

Modo 3: Fallo de tornillo

 L_b es:

- la longitud de elongación del tornillo, tomada igual a la longitud de agarre (espesor total del material y de las arandelas), más la mitad de la suma de las alturas de la cabeza de tornillo y de la altura de la tuerca o
- la longitud de elongación del perno de anclaje, tomado igual a la suma de 8 veces el diámetro nominal del perno, la capa de mortero, el espesor de la placa, la arandela y la mitad de la altura de la tuerca

$$L_b^* = \frac{8,8m^3 A_s n_b}{\sum \ell_{eff,1} t_f^3}$$

 $F_{T,Rd}$ es la resistencia a tracción de cálculo del ala de la sección en T Q es la fuerza de palanca

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \sum \ell_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \sum \ell_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{bp,Rd} = 0,25 \sum \ell_{eff,1} t_{bp}^2 f_{y,bp} / \gamma_{M0}$$

$$n = e_{min} \text{ si } n \leq 1,25 \text{ m}$$

 $F_{t,Rd}$ es la resistencia a tracción de cálculo de un tornillo, véase la tabla A26.3.3; $\sum F_{t,Rd}$ es el valor total de $F_{t,Rd}$ para todos los tornillos en la sección en T; $\sum \ell_{eff,1}$ es el valor de $\sum \ell_{eff}$ para el modo 1; $\sum \ell_{eff,2}$ es el valor de $\sum \ell_{eff}$ para el modo 2;

e_{min} , m y t_f son como se indica en la figura A26.6.2;

$f_{y,bp}$ es el límite elástico del refuerzo;

t_{bp} es el espesor del refuerzo;

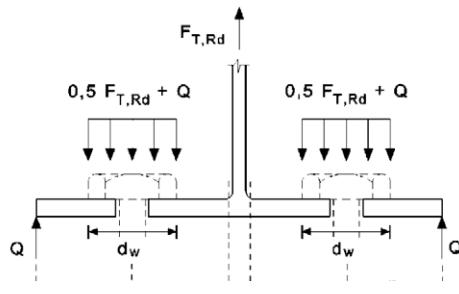
$e_w = d_w/4$;

d_w es el diámetro de la arandela, o el ancho de la cabeza de los tornillos o de las tuercas, según corresponda;

n_b es el número de filas de tornillos (con 2 tornillos por fila).

NOTA 1: En una unión atornillada entre una viga y un pilar o en empalmes de vigas puede suponerse que se producirán fuerzas de palanca.

NOTA 2: En el método 2, la carga aplicada al ala de la sección en T por un tornillo se supone uniformemente distribuida bajo la arandela, la cabeza del tornillo o la tuerca, según corresponda, véase la figura, en lugar de concentrarse en el eje del tornillo. Esta hipótesis conduce a un valor más alto para el modo 1, pero deja los valores de $F_{T,1-2,Rd}$ y los modos 2 y 3 sin cambios.



6.2.4.2 Filas de tornillos individuales, grupos de tornillos y grupos de filas de tornillos

(1) Aunque en el ala de la sección real en T las fuerzas de cada fila de tornillos son generalmente iguales, cuando se emplea el ala de la sección en T equivalente para modelizar un componente básico enumerado en el apartado 6.2.4.1(1), deberán tenerse en cuenta las diferentes fuerzas en cada fila de tornillos.

(2) Cuando se emplea una sección en T equivalente para modelizar un grupo de filas de tornillos, puede ser necesario dividir el grupo en filas individuales y emplear una sección en T equivalente para modelizar cada fila individual de tornillos.

(3) Cuando se emplea la aproximación de la sección en T equivalente para modelizar un grupo de filas de tornillos, deberán satisfacerse las siguientes condiciones:

- la carga de cada fila de tornillos no deberá superar la resistencia de cálculo determinada considerando una única fila de tornillos;
- la carga total de cada grupo de filas de tornillos, que comprende dos o más filas de tornillos en el mismo grupo de tornillos, no deberá superar la resistencia de cálculo de ese grupo de filas de tornillos.

(4) En la determinación de la resistencia a tracción de cálculo de un componente básico representado por el ala de una sección en T equivalente, deberán calcularse los siguientes parámetros:

- la resistencia de cálculo de una fila individual de tornillos, determinada considerando únicamente esa fila de tornillos;
- la contribución de cada fila de tornillos a la resistencia de cálculo de dos o más filas adyacentes dentro de un mismo grupo de tornillos, determinada considerando únicamente esas filas de tornillos.

(5) En el caso de una única fila individual de tornillos $\sum \ell_{eff}$ deberá tomarse igual a la longitud eficaz ℓ_{eff} tabulada en el apartado 6.2.6 para esa fila de tornillos tomada como una fila individual.

(6) En el caso de un grupo de filas de tornillos $\sum \ell_{eff}$ deberá tomarse como la suma de las longitudes efectivas ℓ_{eff} tabuladas en el apartado 6.2.6 para cada fila de tornillos correspondientes tomadas como parte de un grupo de tornillos.

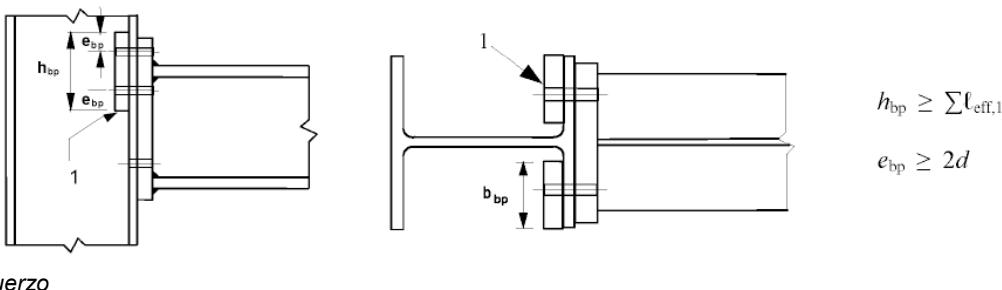
6.2.4.3 Refuerzos

(1) Los refuerzos pueden emplearse para reforzar un ala de un pilar en flexión como se indica en la figura A26.6.3.

(2) Cada refuerzo deberá extenderse al menos hasta el borde del ala de un pilar y a 3 mm del radio de la garganta o de la soldadura.

(3) El refuerzo deberá extenderse más allá de la fila de tornillos más alejada a través de las filas de tornillos activas en tracción definidas en la figura A26.6.3.

(4) Cuando se emplea el refuerzo, la resistencia de cálculo de una sección en T equivalente $F_{T,Rd}$, deberá determinarse empleando el método descrito en la tabla A26.6.2.



1 Refuerzo

Figura A26.6.3 Ala de un pilar con chapas de refuerzo

6.2.5 Sección en T equivalente comprimido

(1) En las uniones de acero-hormigón, el ala de una sección en T equivalente en compresión puede emplearse para modelizar la resistencia de cálculo para la combinación de los siguientes componentes básicos:

- la placa base de acero sometida a flexión bajo la presión del apoyo sobre la cimentación;
- el material de la unión en el apoyo de hormigón y/o mortero.

(2) La longitud total efectiva l_{eff} y el ancho total eficaz b_{eff} de la sección en T equivalente deberán ser tales que la resistencia a compresión de cálculo de la sección en T sea equivalente a la del componente básico de la unión que representa.

NOTA: La longitud eficaz y el ancho eficaz de una sección en T equivalente son longitudes teóricas y pueden diferir de las dimensiones físicas del componente básico de la unión que representan.

(3) La resistencia a compresión de cálculo de un ala de una sección en T, $F_{C,Rd}$ deberá determinarse como sigue:

$$F_{C,Rd} = f_{jd} b_{eff} l_{eff} \quad (6.4)$$

donde:

b_{eff} es el ancho eficaz del ala de la sección en T, véase los apartados 6.2.5(5) y 6.2.5(6)

l_{eff} es la longitud eficaz del ala de la sección en T, véase los apartados 6.2.5(5) y 6.2.5(6)

f_{jd} es la resistencia de cálculo a flexión de la unión, véase el apartado 6.2.5(7).

(4) Deberá suponerse que las fuerzas transmitidas a través de la sección en T se reparten uniformemente como se indica en la figura A26.6.4(a) y (b). La presión del área resultante del apoyo no deberá superar la resistencia de cálculo del apoyo f_{jd} y el ancho adicional del apoyo c , no debe superar:

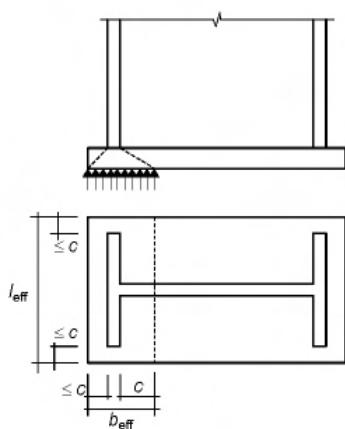
$$c = t [f_y / (3f_{jd}\gamma_{M0})]^{0,5} \quad (6.5)$$

donde:

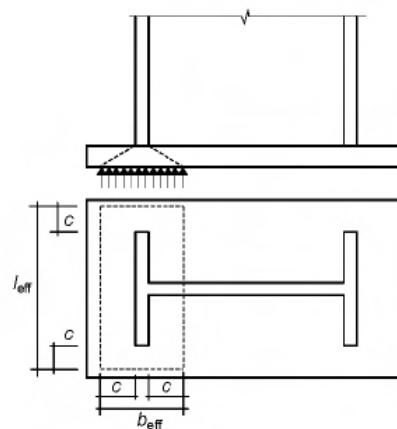
t es el espesor del ala de la sección en T

f_y es el límite elástico del ala de la sección en T.

- (5) Cuando la proyección de una longitud física de un componente básico de la unión representada por la sección en T es menor que c , deberá tenerse en cuenta el área eficaz como se indica en la figura A26.6.4(a)
- (6) Cuando la proyección de la longitud física de un componente básico de la unión representado por una sección en T supera el valor de c en cualquier lado, deberá despreciarse la parte de la proyección adicional más allá del ancho de c , véase la figura A26.6.4(b).



(a) Proyección corta



(b) Proyección larga

Figura A26.6.4 Área de una sección en T equivalente comprimida

- (7) La capacidad de carga de cálculo de la unión f_{jd} deberá determinarse a partir de:

$$f_{jd} = \beta_j F_{Rdu} / (b_{eff} l_{eff}) \quad (6.6)$$

donde:

β_j es el coeficiente de material de la unión de la cimentación, el cual debe tomarse como 2/3, siempre que la resistencia característica proporcionada por el mortero no sea menor de 0,2 veces la resistencia característica de la cimentación de hormigón y que el espesor del mortero no sea mayor de 0,2 veces el ancho más pequeño de la placa base de acero. En los casos donde el espesor del mortero sea mayor de 50 mm, la resistencia característica del mortero deberá ser al menos igual que la de la cimentación de hormigón.

F_{Rdu} es la carga puntual resistente de cálculo dada por los Anexos 19 a 21, donde A_{c0} se toma como $(b_{eff} l_{eff})$.

6.2.6 Resistencia de cálculo de los componentes básicos

6.2.6.1 Panel del alma de un pilar a cortante

- (1) Los métodos de cálculo descritos en los apartados 6.2.6.1(2) a 6.2.6.1(4) son válidos siempre que la esbeltez del alma de un pilar cumpla con la condición $d_c/t_w \leq 69\varepsilon$.
- (2) Para una unión por un único lado o para una unión doble en las que el canto de las vigas sea similar, la resistencia de cálculo a cortante plástico $V_{wp,Rd}$ del panel del alma sin rigidizar de un pilar, sometido a un cortante de cálculo $V_{wp,Ed}$, véase el apartado 5.3(3), deberá obtenerse empleando:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9f_{y,wc}A_{vc}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \quad (6.7)$$

donde:

A_{vc} es el área a cortante del pilar, véase el Anejo 22.

(3) La resistencia a cortante de cálculo puede incrementarse empleando rigidizadores o chapas de refuerzo en el alma.

(4) Cuando los rigidizadores transversales al alma se utilicen tanto en la zona comprimida como en la zona traccionada, la resistencia de cálculo a cortante plástico del panel del alma del pilar $V_{wp,Rd}$ puede incrementarse a $V_{wp,add,Rd}$ dado por:

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s} \quad \text{si} \quad V_{wp,add,Rd} \leq \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s} \quad (6.8)$$

donde:

d_s es la distancia entre los ejes de los rigidizadores

$M_{pl,fc,Rd}$ es el momento plástico resistente de cálculo de un ala del pilar

$M_{pl,st,Rd}$ es el momento plástico resistente de cálculo de un rigidizador.

NOTA: En uniones soldadas, los rigidizadores transversales deberán alinearse con el ala correspondiente de la viga.

(5) Cuando se empleen rigidizadores diagonales en el alma, la resistencia plástica de cálculo a cortante del alma del pilar deberá determinarse de acuerdo con el Anejo 22.

(6) Cuando el alma de un pilar se refuerza añadiendo una chapa de refuerzo, véase la figura A26.6.5, el área a cortante A_{vc} puede incrementarse por b_st_{wc} . Si se añade una chapa suplementaria más al otro lado del alma, no deberá incrementarse más el área resistente a cortante.

(7) Las chapas de refuerzo del alma también pueden emplearse para incrementar la rigidez al giro de la unión aumentando la rigidez del alma del pilar a cortante, a compresión o a tracción, véase el apartado 6.3.2(1).

(8) La calidad del acero de la chapa de refuerzo del alma deberá ser igual a la del pilar.

(9) El ancho b_s deberá ser tal que la chapa de refuerzo del alma se extienda al menos desde el pie del radio de la raíz de la soldadura.

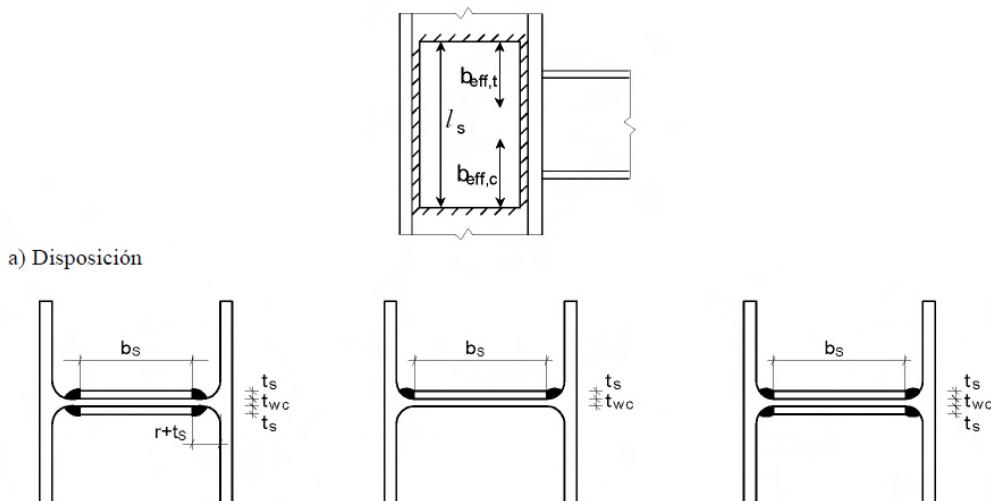
(10) La longitud ℓ_s deberá ser tal que la chapa de refuerzo del alma se extienda a través del ancho eficaz del alma en tracción y en compresión, véase la figura A26.6.5.

(11) El espesor t_s de la chapa de refuerzo del alma no deberá ser menor al espesor del alma del pilar t_{wc} .

(12) Las soldaduras entre las chapas de refuerzo del alma y el perfil deberán calcularse para resistir las cargas de cálculo aplicadas.

(13) El ancho b_s de la chapa de refuerzo del alma deberá ser menor de $40\epsilon t_s$.

(14) Las soldaduras discontinuas podrán emplearse en ambientes no corrosivos.



NOTA Debería tenerse en cuenta la soldabilidad en la esquina.

b) Ejemplos de secciones transversales con soldaduras longitudinales

Figura A26.6.5 Ejemplos de chapas complementarias al alma

6.2.6.2 Alma de un pilar en compresión transversal

(1) La resistencia de cálculo del alma de un pilar sin rigidizar sometido a compresión transversal deberá determinarse a partir de:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad \text{si} \quad F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (6.9)$$

donde:

ω es un coeficiente de reducción que tiene en cuenta los posibles efectos de interacción con los cortantes en el panel del alma del pilar de acuerdo con la tabla A26.6.3;

$b_{eff,c,wc}$ es el ancho eficaz del alma de un pilar en compresión:

- para uniones soldadas:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s) \quad (6.10)$$

a_c , r_c y a_b son como se indican en la figura A26.6.6

- para uniones atornilladas frontales:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p \quad (6.11)$$

s_p es la longitud obtenida por difusión a 45° a través de la chapa frontal (al menos t_p y, siempre que la longitud de la chapa frontal sea suficiente, hasta $2t_p$).

- para uniones atornilladas con angulares de empalme:

$$b_{eff,c,wc} = 2t_a + 0,6r_a + 5(t_{fc} + s) \quad (6.12)$$

- para un pilar con sección en I o en H laminada: $s = r_c$
- para un pilar con sección en I o en H soldada: $s = \sqrt{2}a_c$

ρ

es el coeficiente reductor por abolladura de la chapa:

$$\text{si } \bar{\lambda}_p \leq 0,72: \quad \rho = 1,0 \quad (6.13a)$$

$$\text{si } \bar{\lambda}_p > 0,72: \quad \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2)/\bar{\lambda}_p^2 \quad (6.13b)$$

$\bar{\lambda}_p$ es la esbeltez de la chapa:

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} \quad (6.13c)$$

- para un pilar con sección en I o en H laminada:

$$d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c)$$

- para un pilar con sección en I o en H soldada:

$$d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + \sqrt{2}a_c)$$

 k_{wc}

es un coeficiente de reducción dado en el apartado 6.2.6.2(2).

Tabla A26.6.3 Coeficiente de reducción ω por interacción con el cortante del pilar

Parámetro de transformación β	Coeficiente de reducción ω
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1$
$0,5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$
A_{vc} es el área a cortante del pilar, véase el apartado 6.2.6.1	
β es el parámetro de transformación, véase el apartado 5.3(7).	

(2) Cuando la máxima tensión de compresión longitudinal $\sigma_{com,Ed}$ debida al axil y al momento flector en el pilar supera $0,7f_{y,wc}$ en el alma (adyacente al radio de la raíz de una sección laminada o el pie de la soldadura de una sección soldada), estos efectos en la resistencia de cálculo del alma del pilar comprimido deberán considerarse multiplicando el valor $F_{c,wc,Rd}$ dado por la expresión (6.9) por un coeficiente reductor k_{wc} como sigue:

- si $\sigma_{com,Ed} \leq 0,7f_{y,wc}: k_{wc} = 1$
- si $\sigma_{com,Ed} > 0,7f_{y,wc}: k_{wc} = 1,7 - \sigma_{com,Ed}/f_{y,wc}$ (6.14)

NOTA: Generalmente el coeficiente de reducción k_{wc} es 1,0 y no se necesita reducción. Podrá omitirse en los cálculos previos cuando la tensión longitudinal sea desconocida y se compruebe posteriormente.

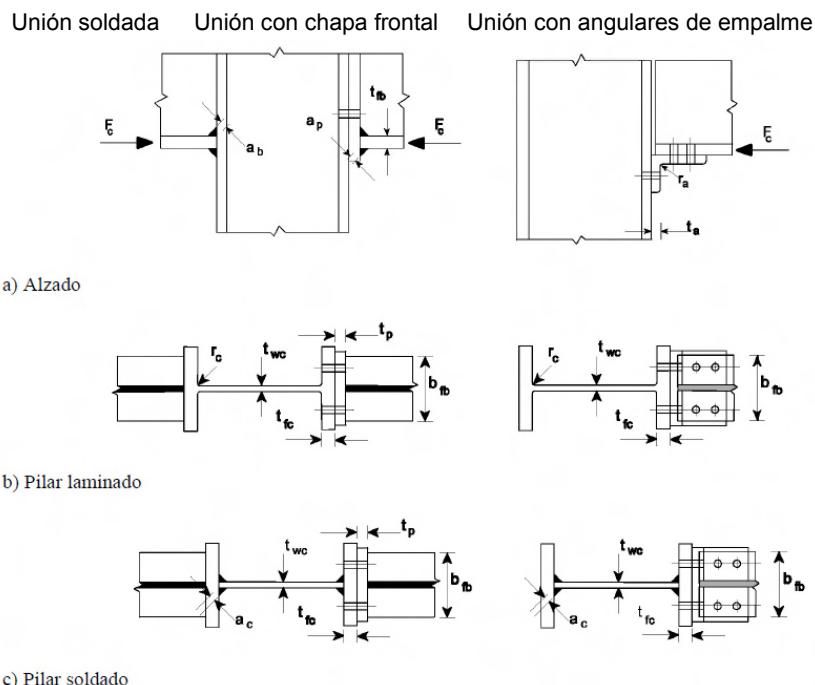


Figura A26.6.6 Compresión transversal en un pilar sin rigidizar

(3) El modo de pandeo por translación del alma de un pilar sin rigidizar en compresión, ilustrado en la figura A26.6.7, normalmente deberá evitarse mediante coacciones constructivas.

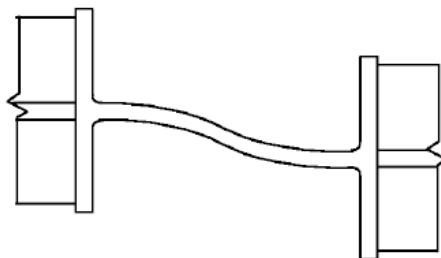


Figura A26.6.7 Modo de pandeo por translación de un alma sin rigidizar

(4) Pueden emplearse rigidizadores o chapas de refuerzo del alma para aumentar la resistencia de cálculo del alma de un pilar en compresión transversal.

(5) Pueden emplearse rigidizadores transversales o disposiciones adecuadas de rigidizadores diagonales (junto con, o como alternativa a los rigidizadores transversales) con el fin de aumentar la resistencia de cálculo del alma del pilar en compresión.

NOTA: En uniones soldadas, los rigidizadores transversales deberán alinearse con el ala correspondiente de la viga. En uniones atornilladas, el rigidizador en la zona de compresión deberá alinearse con el centro de compresión como se define en la figura A26.6.15.

(6) Cuando el alma de un pilar no rigidizado se refuerza mediante una chapa de alma suplementaria conforme con el apartado 6.2.6.1, el espesor eficaz del alma puede tomarse como $1,5t_{wc}$ si se añade una chapa de refuerzo del alma, o como $2,0t_{wc}$ si las chapas del alma se añaden a ambos lados de la misma. En el cálculo del coeficiente de reducción ω para los posibles efectos de la tensión tangencial por cortante, el área de cortante A_{vc} del alma puede incrementarse solo en la medida permitida al determinar su resistencia de cálculo a cortante de cálculo, véase el apartado 6.2.6.1(6).

6.2.6.3 Alma de un pilar a tracción transversal

(1) La resistencia de cálculo del alma de un pilar sin rigidizar sometido a tracción transversal deberá determinarse a partir de:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (6.15)$$

donde:

ω es el coeficiente de reducción que tiene en cuenta la interacción del cortante del panel del alma del pilar.

(2) Para uniones soldadas, el ancho eficaz $b_{eff,t,wc}$ del alma de un pilar traccionado deberá obtenerse empleando:

$$b_{eff,t,wc} = t_{fp} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s) \quad (6.16)$$

donde:

- para un pilar de sección en I o en H laminadas: $s = r_c$
- para un pilar de sección en I o en H soldadas: $s = \sqrt{2}a_c$

donde:

a_c y r_c se definen en la figura A26.6.8 y a_b en la figura A26.6.6.

(3) Para una unión atornillada, el ancho eficaz $b_{eff,t,wc}$ del alma de un pilar traccionado deberá tomarse igual a la longitud eficaz de la sección en T equivalente que representa el ala del pilar, véase el apartado 6.2.6.4.

(4) El coeficiente de reducción ω que tiene en cuenta los posibles efectos del cortante en el panel del alma del pilar deberá determinarse a partir de la tabla A26.6.3, empleando el valor de $b_{eff,t,wc}$ dado en los apartados 6.2.6.3(2) ó 6.2.6.3(3) según corresponda.

(5) Pueden emplearse rigidizadores o chapas de refuerzo del alma para aumentar la resistencia de cálculo a tracción del alma de un pilar.

(6) Pueden emplearse rigidizadores transversales y/o las disposiciones oportunas de los rigidizadores diagonales para aumentar la resistencia de cálculo del alma traccionada de un pilar.

NOTA: En uniones soldadas, los rigidizadores transversales están normalmente alineados con el ala correspondiente de la viga.

(7) Las soldaduras que unen los rigidizadores diagonales al ala del pilar deberán ser soldaduras de relleno con una pasada de sellado de tal forma que proporcionen un espesor de garganta igual al espesor del rigidizador.

(8) Cuando el alma sin rigidizar de un pilar se refuerza añadiendo chapas de refuerzo del alma conformes con el apartado 6.2.6.1, la resistencia a tracción de cálculo depende del espesor de garganta de la soldadura longitudinal que une la chapa complementaria al alma. El espesor eficaz del alma $t_{w,eff}$, deberá tomarse como sigue:

- cuando las soldaduras longitudinales son soldaduras a tope con penetración completa y con un espesor de garganta $a \geq t_s$, entonces:
 - para una chapa de refuerzo del alma: $t_{w,eff} = 1,5t_{wc}$ (6.17)
 - para chapas de refuerzo a ambos lados: $t_{w,eff} = 2,0t_{wc}$ (6.18)
- cuando las soldaduras longitudinales son soldaduras en ángulo con un espesor de garganta $a \geq t_s/\sqrt{2}$ entonces tanto para una chapa como para dos chapas de refuerzo del alma:

- para calidades de acero S235, S275 o S355: $t_{w,eff} = 1,4t_{wc}$ (6.19a)
- para calidades de acero S420 o S460: $t_{w,eff} = 1,3t_{wc}$ (6.19b)

(9) En el cálculo del coeficiente de reducción ω para los posibles efectos de interacción con cortante, el área de cortante A_{vc} de un alma de un pilar reforzada mediante la adición de chapas de refuerzo, puede incrementarse únicamente en la medida permitida para determinar su resistencia de cálculo a cortante, véase el apartado 6.2.6.1(6).

6.2.6.4 Alas de un pilar sometidas a flexión transversal

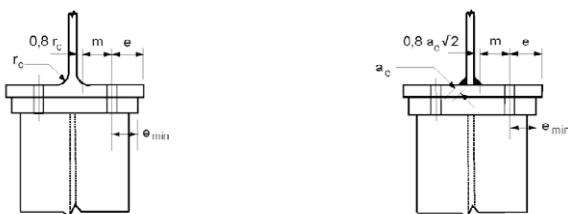
6.2.6.4.1 Ala sin rigidizar de un pilar, unión atornillada

(1) La resistencia de cálculo y el modo de fallo en un ala sin rigidizar de un pilar sometida a flexión transversal, junto con los tornillos traccionados correspondientes, deberá asimilarse a los del ala de una sección en T equivalente, véase el apartado 6.2.4, en los dos siguientes casos:

- se requiere que cada fila individual de tornillos resista la tracción;
- se requiere que cada grupo de filas de tornillos resista la tracción.

(2) Las dimensiones e_{min} y m a emplear en el apartado 6.2.4 deberán determinarse a partir de la figura A26.6.8.

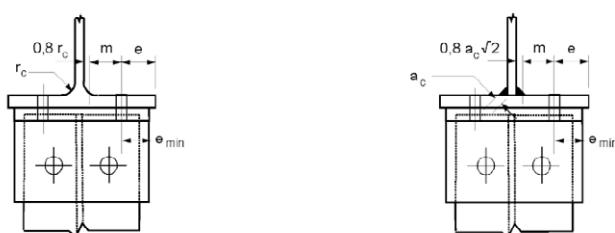
(3) La longitud eficaz del ala de la sección en T equivalente, deberá determinarse para filas individuales de tornillos y un grupo de tornillos de acuerdo con el apartado 6.2.4.2, a partir de los valores dados para cada fila de tornillos en la tabla A26.6.4.



a) Chapa en extremo soldada más estrecha que el ala del pilar



b) Chapa en extremo soldada más ancha que el ala del pilar



c) Angulares de empalme en las alas
Figura A26.6.8 Definiciones de e , e_{min} , r_c y m

Tabla A26.6.4 Longitudes eficaces del ala sin rigidizar de un pilar

Posición de la fila de tornillos	Fila de tornillos considerada como individualmente		Fila de tornillos considerada como parte de un grupo de filas de tornillos	
	Patrón circular $\ell_{eff,cp}$	Patrón no circular $\ell_{eff,nc}$	Patrón circular $\ell_{eff,cp}$	Patrón no circular $\ell_{eff,nc}$
Filas de tornillos interiores	$2\pi m$	$4 + 1,25e$	$2p$	p
Filas de tornillos exteriores	El menor de: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	El menor de: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	El menor de: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	El menor de: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Modo 1	$\ell_{eff,1} = \ell_{eff,nc}$ si $\ell_{eff,1} \leq \ell_{eff,cp}$	$\sum \ell_{eff,1} = \sum \ell_{eff,nc}$ si $\sum \ell_{eff,1} \leq \sum \ell_{eff,cp}$		
Modo 2	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc}$	$\sum \ell_{eff,2} = \sum \ell_{eff,nc}$		
<p>e_1 es la distancia desde el centro de los elementos de fijación de la fila exterior al extremo libre adyacente del ala del pilar, medida en la dirección del eje del perfil del pilar (véase la fila 1 y la 2 de la figura A26.6.9).</p>				

6.2.6.4.2 Ala rigidizada de un pilar, unión con chapas frontales atornilladas o con angulares de empalme en las alas

(1) Pueden emplearse rigidizadores transversales y/o disposiciones adecuadas de rigidizadores diagonales para aumentar la resistencia de cálculo del ala del pilar a flexión.

(2) La resistencia de cálculo y el modo de fallo del ala rigidizada de un pilar bajo flexión transversal, junto con tornillos traccionados asociados, deberán tomarse similares a los de un ala de una sección en T equivalente, véase el apartado 6.2.4, para:

- cada fila individual de tornillos necesaria para resistir la tracción;
- cada grupo de filas de tornillos necesarias para resistir la tracción.

(3) Los grupos de filas de tornillos en ambos lados de un rigidizador deberán modelizarse como un ala de una sección en T equivalente, véase la figura A26.6.9. La resistencia de cálculo y el modo de fallo deberán calcularse por separado para cada sección en T equivalente.

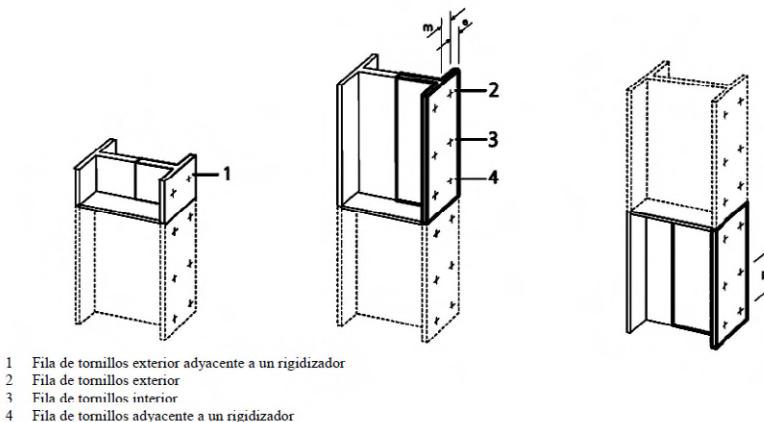


Figura A26.6.9 Modelización de un ala rigidizada de un pilar como secciones en T separadas

- (4) Las dimensiones de e_{min} y m a emplear en 6.2.4 deberán determinarse a partir de la figura A26.6.8.
- (5) Las longitudes eficaces del ala de una sección en T equivalente ℓ_{eff} , deberán determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.4.2 empleando valores para cada fila de tornillos dados en la tabla A26.6.5. El valor de α a emplear en la tabla A26.6.5 deberá obtenerse a partir de la figura A26.6.11.
- (6) Los rigidizadores deben cumplir con los requisitos especificados en el apartado 6.2.6.1.

Tabla A26.6.5 Longitud eficaz para alas rigidizadas de un pilar

Posición de la fila de tornillos	Fila de tornillos considerada como individualmente		Fila de tornillos considerada como parte de un grupo de filas de tornillos					
	Patrón circular $\ell_{eff,cp}$	Patrón no circular $\ell_{eff,nc}$	Patrón circular $\ell_{eff,cp}$	Patrón no circular $\ell_{eff,nc}$				
Filas de tornillos en extremos adyacentes a un rigidizador	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)$				
Otras filas de tornillos interiores	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p				
Otras filas de tornillos en los extremos	El menor de: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	El menor de: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	El menor de: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	El menor de: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$				
Otras filas de tornillos en extremos adyacentes a un rigidizador	El menor de: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	$e_1 + \alpha m - (2m + 0,625e)$	no relevante	no relevante				
Modo 1	$\ell_{eff,1} = \ell_{eff,nc}$ si $\ell_{eff,1} \leq \ell_{eff,cp}$		$\sum \ell_{eff,1} = \sum \ell_{eff,nc}$ si $\sum \ell_{eff,1} \leq \sum \ell_{eff,cp}$					
Modo 2	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc}$		$\sum \ell_{eff,2} = \sum \ell_{eff,nc}$					
α deberá obtenerse a partir de la figura A26.6.11.								
e_1 es la distancia desde el centro de los elementos de fijación de la fila exterior al rigidizador adyacente del ala del pilar, medida en la dirección del eje del perfil del pilar (véase la fila 1 y la 4 de la figura A26.6.9).								

6.2.6.4.3 Ala sin rigidizar de un pilar, unión soldada

(1) En una unión soldada, la resistencia de cálculo $F_{fc,Rd}$ del ala sin rigidizar de un pilar sometido a flexión debida a una tracción o compresión procedente del ala de una viga, deberá obtenerse empleando:

$$F_{fc,Rd} = b_{eff,b,fc} t_{fb} f_{\gamma,fb} / \gamma_{M0} \quad (6.20)$$

donde:

$b_{eff,b,fc}$ es el ancho efectivo de chapa b_{eff} definido en el apartado 4.10 donde el ala de una viga se considera como una chapa.

NOTA: Véanse también los requisitos especificados en el apartado 4.10.

6.2.6.5 Chapas frontales sometidas a flexión

(1) La resistencia de cálculo y el modo de fallo de una chapa frontal de un elemento sometido a flexión, junto con los tornillos asociados en tracción, deberán asimilarse a la del ala de una sección en T equivalente, véase el apartado 6.2.4, para:

- cada fila individual de tornillos necesaria para resistir la tracción;
- cada grupo de filas de tornillos necesarias para resistir la tracción.

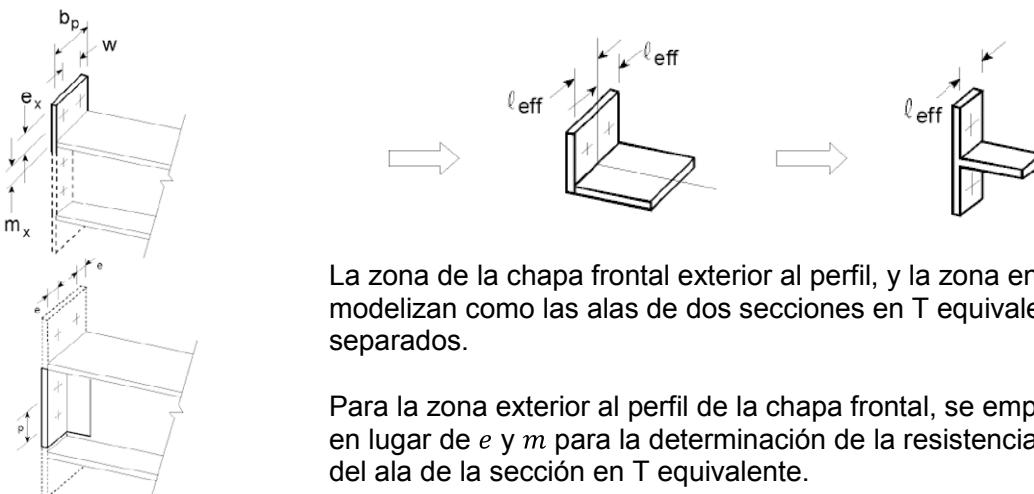
(2) Los grupos de filas de tornillos a ambos lados de cualquier rigidizador unidos a una chapa frontal, deberán tratarse como secciones en T equivalente separadamente. En la parte de la chapa exterior a las alas del perfil, la fila de tornillos exterior al ala deberá también tratarse como una sección

en T equivalente, véase la figura A26.6.10. La resistencia de cálculo y el modo de fallo deberán determinarse por separado para cada sección en T equivalente.

(3) La dimensión e_{min} requerida para el empleo en el apartado 6.2.4 deberá obtenerse a partir de la figura A26.6.8 para la parte de la chapa frontal localizada entre las alas del perfil. Para la parte de la chapa frontal exterior a las alas del perfil e_{min} deberá tomarse igual a e_x , véase la figura A26.6.10.

(4) La longitud efectiva del ala de la sección en T equivalente ℓ_{eff} , deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.4.2 empleando valores para cada fila de tornillos dados en la tabla A26.6.6.

(5) Los valores de m y m_x que se emplean en la tabla A26.6.6 deberán obtenerse a partir de la figura A26.6.10.



La zona de la chapa frontal exterior al perfil, y la zona entre alas, se modelizan como las alas de dos secciones en T equivalentes separados.

Para la zona exterior al perfil de la chapa frontal, se emplea e_x y m_x en lugar de e y m para la determinación de la resistencia de cálculo del ala de la sección en T equivalente.

Figura A26.6.10 Modelización de una chapa frontal distribuida como secciones en T separados

Tabla A26.6.6 Longitudes efectivas para una chapa frontal

Posición de la fila de tornillos	Fila de tornillos considerada individualmente		Fila de tornillos considerada como parte de un grupo de filas de tornillos	
	Patrón circular $\ell_{eff,cp}$	Patrón no circular $\ell_{eff,nc}$	Patrón circular $\ell_{eff,cp}$	Patrón no circular $\ell_{eff,nc}$
Fila de tornillos exterior en ala traccionada de una viga	El menor de: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	El menor de: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	-	-
Primera fila de tornillos bajo el ala traccionada de una viga	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)$
Otras filas de tornillos interiores	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Otras filas de tornillos exteriores	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Modo 1	$\ell_{eff,1} = \ell_{eff,nc}$ si $\ell_{eff,1} \leq \ell_{eff,cp}$		$\sum \ell_{eff,1} = \sum \ell_{eff,nc}$ si $\sum \ell_{eff,1} \leq \sum \ell_{eff,cp}$	
Modo 2	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc}$		$\sum \ell_{eff,2} = \sum \ell_{eff,nc}$	

α deberá obtenerse a partir de la figura A26.6.11.

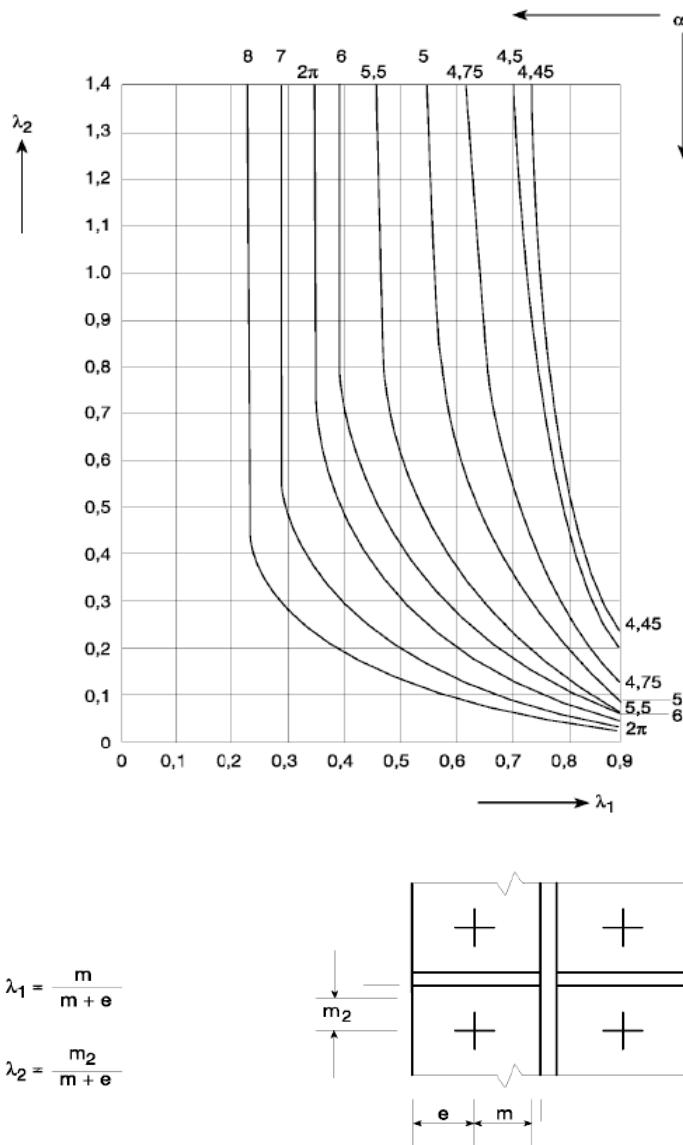


Figura A26.6.11 Valores de α para alas rigidizadas de un pilar y chapas frontales

6.2.6.6 Angulares de empalme de alas sometida a flexión

- (1) La resistencia de cálculo y el modo de fallo de un angular de empalme atornillado a un ala sometida a flexión, junto con la de los tornillos asociados sometidos también a tracción, deberá asimilarse a las de un ala en una sección en T equivalente, véase el apartado 6.2.4.
- (2) La longitud eficaz ℓ_{eff} del ala de la sección en T equivalente deberá tomarse como $0,5b_a$, donde b_a es la longitud del angular de empalme, véase la figura A26.6.12.
- (3) Las dimensiones e_{min} y m a emplear en 6.2.4 deberán determinarse a partir de la figura A26.6.13.

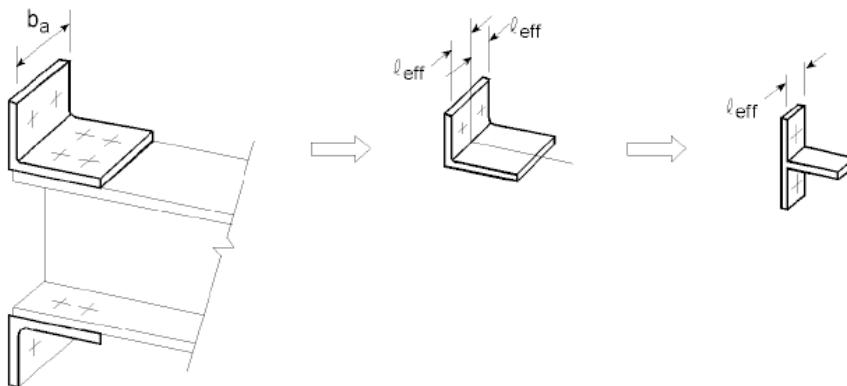
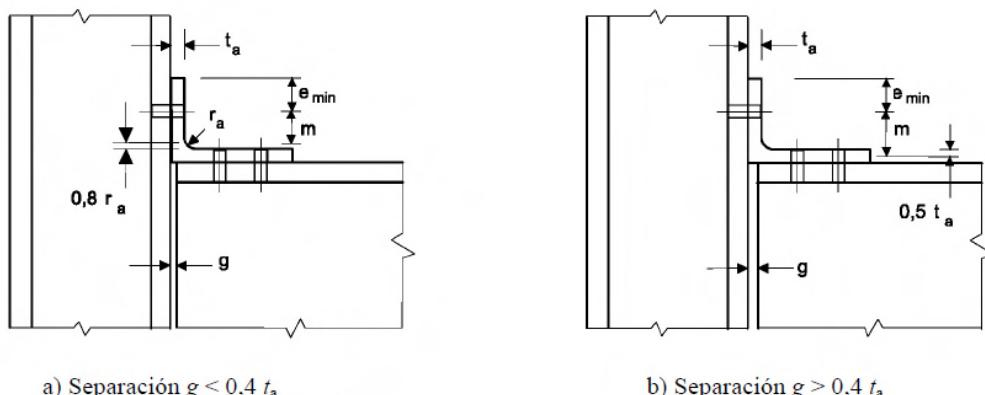


Figura A26.6.12 Longitud efectiva ℓ_{eff} de un angular de empalme en un ala



a) Separación $g \leq 0,4 t_a$

b) Separación $g > 0,4 t_a$

Notas:

- El número de filas de tornillos que unen el angular de empalme al ala del pilar, se limita a una.
- El número de filas de tornillos que unen el angular de empalme al ala de la viga, no está limitada.
- La longitud b_a del angular de empalme puede ser diferente del ancho del ala de la viga y del ancho del ala del pilar.

Figura A26.6.13 Dimensiones de e_{min} y m para angulares de empalme atornilladas

6.2.6.7 Ala y alma de una viga comprimidas

(1) La resultante de la resistencia de cálculo a compresión del ala de una viga y la zona adyacente comprimida del alma de dicha viga, puede suponerse que actúa al nivel del centro de la compresión, véase el apartado 6.2.7. La resistencia a compresión de la sección formada por el ala y el alma de una viga viene dada por la siguiente expresión:

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb}) \quad (6.21)$$

donde:

h es el canto de la viga conectada

$M_{c,Rd}$ es el momento resistente de cálculo de la sección de la viga, reducido en caso de ser necesario. Para tener en cuenta el cortante, véase el Anejo 22 del Código Estructural. Para vigas acarteladas $M_{c,Rd}$ puede calcularse despreciando el ala intermedia

t_{fb} es el espesor del ala de la viga conectada.

Si el canto de la viga incluyendo la cartela es mayor de 600 mm, la contribución del alma de la viga a la resistencia a compresión deberá limitarse al 20%.

- (2) Si la viga se refuerza con cartelas, estas deberán disponerse de forma que:
- la calidad de acero de la cartela deberá coincidir con el del elemento;
 - el tamaño del ala y el espesor del alma de la cartela no deberá ser menor que la del elemento;
 - el ángulo del ala de la cartela respecto al ala del elemento no deberá ser mayor de 45°;
 - la longitud del apoyo rígido s_s , deberá tomarse igual al espesor del ala de la cartela paralela a la viga.
- (3) Si la viga se refuerza con cartelas, la resistencia de cálculo a compresión del alma de la viga, deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.6.2.

6.2.6.8 Alma de una viga traccionada

- (1) En una unión atornillada a una chapa frontal, la resistencia de cálculo a tracción del alma de la viga deberá obtenerse a partir de:

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M0} \quad (6.22)$$

- (2) El ancho eficaz $b_{eff,t,wb}$ del alma de la viga traccionada deberá tomarse igual a la longitud eficaz de la sección en T equivalente correspondiente a la chapa frontal flexionada, obtenido de el apartado 6.2.6.5 para una fila individual de tornillos o un grupo de tornillos.

6.2.6.9 Hormigón sometido a compresión incluyendo el mortero

- (1) La capacidad resistente de la unión entre una placa base y el soporte de hormigón deberá determinarse teniendo en cuenta las propiedades del material y las dimensiones tanto del mortero como del soporte de hormigón. El apoyo de hormigón deberá dimensionarse de acuerdo con los Anexos 19 y 21.

- (2) La capacidad resistente de un hormigón sometido a compresión, incluyendo mortero, junto con la placa base asociada a flexión, $F_{c,pl,Rd}$ deberá tomarse como similar a la de una sección en T equivalente, véase el apartado 6.2.5.

6.2.6.10 Placa base a flexión sometida a compresión

- (1) La resistencia de cálculo $F_{c,pl,Rd}$, de la placa base en flexión sometida a compresión, junto con la losa de hormigón sobre la que se sitúa la base del pilar, deberá tomarse similar a la de una sección en T equivalente, véase el apartado 6.2.5.

6.2.6.11 Placa base en flexión sometida a tracción.

- (1) La resistencia de cálculo y el modo de fallo de una placa base en flexión sometida a tracción, junto con los pernos de anclaje sometidos a tracción $F_{c,pl,Rd}$, puede determinarse empleando las reglas descritas en el apartado 6.2.6.5.

- (2) En el caso de desarrollarse fuerzas de palanca en una placa base, no deberán considerarse, cuando se determine el espesor de la placa base. Las fuerzas de palanca se deberán considerar al calcular los pernos de anclaje.

6.2.6.12 Perno de anclaje traccionado

- (1) Los pernos de anclaje deberán calcularse para resistir los efectos de las cargas de cálculo. Deberán proporcionar la resistencia necesaria para absorber los esfuerzos de tracción y flexión.

- (2) Cuando se calculen las tracciones en los pernos de anclaje debidas a esfuerzos de flexión, el brazo mecánico no deberá ser mayor que la distancia entre el centro de gravedad del área de apoyo en el lado comprimido y el centro de gravedad del grupo de pernos en el lado traccionado.

NOTA: Las tolerancias en la posición de los pernos de anclaje pueden influir.

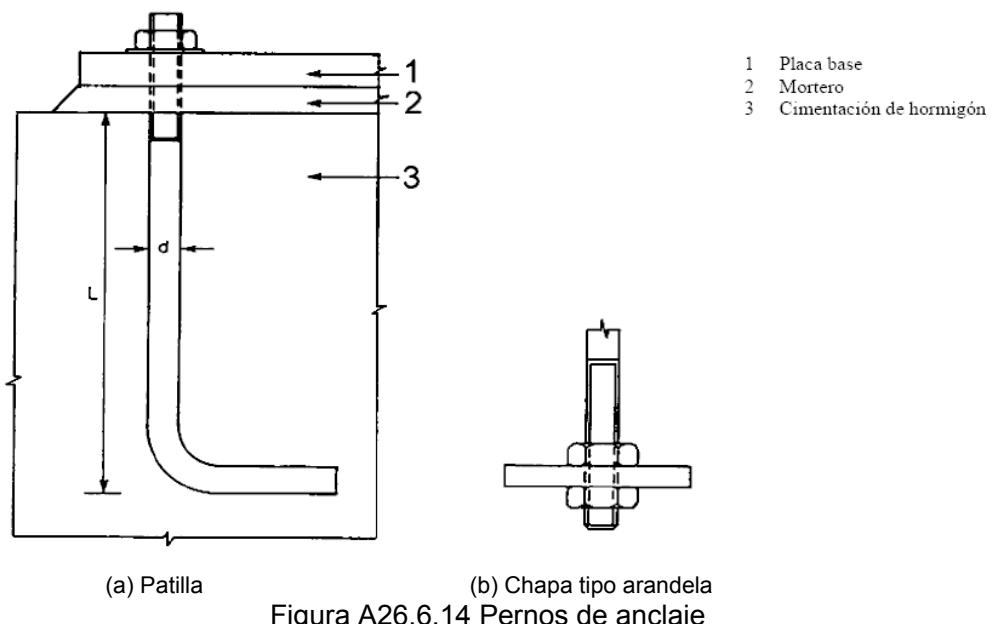
(3) La resistencia de cálculo de los pernos de anclaje deberá tomarse como la menor entre la resistencia de cálculo a tracción de un perno de anclaje, véase el apartado 3.6, y la resistencia de cálculo de la unión entre el hormigón y el perno de anclaje de acuerdo con el Anejo 19.

(4) Deberá emplearse uno de los siguientes métodos para asegurar los pernos de anclaje a la cimentación:

- Una patilla (figura A26.6.14(a)),
 - una arandela plana (figura A26.6.14(b)),
 - algún otro elemento de distribución de las cargas embebido en el hormigón,
 - alguna otra fijación que hayan sido adecuadamente ensayada y aprobada.

(5) Cuando los pernos dispongan de una patilla, la longitud de anclaje deberá ser tal que evite los fallos por el anclaje antes de la plastificación del perno. La longitud de anclaje deberá calcularse de acuerdo con el Anejo 19. Este tipo de anclaje no deberá emplearse para pernos con un límite elástico f_{yb} mayor de 300 N/mm².

(6) Cuando los pernos de anclaje se disponen con chapa tipo arandela u otros elementos de distribución de la carga, no deberá tenerse en cuenta la contribución de la adherencia de la barra. La totalidad de la fuerza deberá transferirse a través del dispositivo de distribución de la carga.



6.2.7 Momento resistente de las uniones viga-pilar y empalmes

6.2.7.1 Generalidades

(1) El momento de cálculo aplicado $M_{i,Ed}$, deberá cumplir:

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{i,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.23)$$

(2) Los métodos dados en el apartado 6.2.7 para determinar el momento resistente de la unión $M_{j,Rd}$, no tienen en cuenta ningún axil coexistente N_{Ed} en el elemento conectado. No deberán emplearse estos métodos en caso de que los axiles en el elemento conectado superen el 5% de la resistencia plástica de cálculo $N_{pl,Rd}$ de su sección transversal.

(3) Si el axil N_{Ed} en la viga conectada supera el 5% de la resistencia de cálculo $N_{pl,Rd}$, puede emplearse el siguiente método conservador:

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} + \frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.24)$$

donde:

$M_{j,Rd}$ es el momento resistente de la unión, suponiendo que no haya axil

$N_{j,Rd}$ es el axil resistente de la unión, suponiendo que no hay momentos aplicados.

(4) El momento resistente de una unión soldada deberá determinarse como se indica en la figura A26.6.15(a).

(5) El momento resistente de una unión atornillada con chapa frontal que tenga únicamente una fila de tornillos traccionada (o en el que únicamente se considera una fila de tornillos traccionada, véase el apartado 6.2.3(6)) deberá determinarse como se indica en la figura A26.6.15(c).

(6) El momento resistente de una unión atornillada con angulares de empalme en las alas, deberá determinarse como se indica en la figura A26.6.15(b).

(7) El momento resistente de una chapa frontal atornillada con más de una fila de tornillos traccionada, deberá determinarse como se especifica en el apartado 6.2.7.2.

(8) Como simplificación conservadora, el momento resistente de una unión mediante chapa frontal con únicamente dos filas de tornillos sometidos a tracción puede simplificarse como se indica en la figura A26.6.16, siempre que la resistencia de cálculo total F_{Rd} no supere 3,8 $F_{t,Rd}$ donde $F_{t,Rd}$ se da en la tabla A26.6.2. En este caso, la totalidad del área a tracción de la chapa frontal, puede tratarse como un único componente básico. Siempre que las dos filas de tornillos sean aproximadamente equidistantes a ambos lados del ala de la viga, esta parte de la chapa frontal puede tratarse como si fuera una sección en T para determinar la fuerza de la fila de tornillos $F_{1,Rd}$. El valor de $F_{2,Rd}$ podrá considerarse en este caso igual a $F_{1,Rd}$, y así F_{Rd} puede tomarse igual a $2F_{1,Rd}$.

(9) El centro de la compresión deberá tomarse como el centro del bloque comprimido. Como simplificación, el centro de compresión puede tomarse como el indicado en la figura A26.6.15.

(10) Un empalme en un elemento o una parte sometida a tracción deberá dimensionarse para transmitir todos los esfuerzos a los que esté sometido el elemento o partes en ese punto.

(11) Los empalmes deberán calcularse para mantener los elementos conectados en su posición. No se puede contar con las fuerzas de rozamiento entre las superficies de contacto para mantener los elementos conectados en su posición.

(12) Siempre que sea posible, los elementos deberán disponerse de forma que el eje baricéntrico de cualquier material del empalme coincida con el eje baricéntrico del elemento. Si hay excentricidad, deberán tenerse en cuenta las fuerzas resultantes.

Tipo de unión	Centro de compresión	Brazo mecánico	Distribución de las cargas
a) Uniones soldadas	En el canto del ala comprimida	$z = h - t_{fb}$ h es el canto de la viga conectada t_{fb} es el espesor del ala de la viga	
b) Uniones atornilladas con angulares de empalme en las alas	En el centro del ala del angular sobre el ala comprimida	La distancia desde el centro de compresión a la fila de tornillos traccionada	
c) Unión atornillada con chapa frontal y una única fila de tornillos activa traccionada	En el centro del ala comprimida	La distancia desde el centro de compresión a la fila de tornillos traccionada	
d) Unión atornillada en chapa frontal con un canto superior al de la viga con solo dos filas de tornillos activas traccionadas	En el centro del ala comprimida	De forma conservadora, z puede tomarse como la distancia del centro comprimido al punto medio entre las dos filas de tornillos	
e) Otras uniones atornilladas con chapa frontal con dos o más filas de tornillos traccionadas	En el centro del ala comprimida	Puede obtenerse un valor aproximado como la distancia desde el centro de compresión hasta el punto medio entre las dos filas de tornillos traccionadas más alejadas	Puede obtenerse un valor más preciso tomando el brazo mecánico z igual a z_{eq} obtenido empleando el método dado en 6.3.3.1.

Figura A26.6.1 Centro de compresión, brazo mecánico z y distribución de las fuerzas para obtener el momento resistente $M_{j,Rd}$

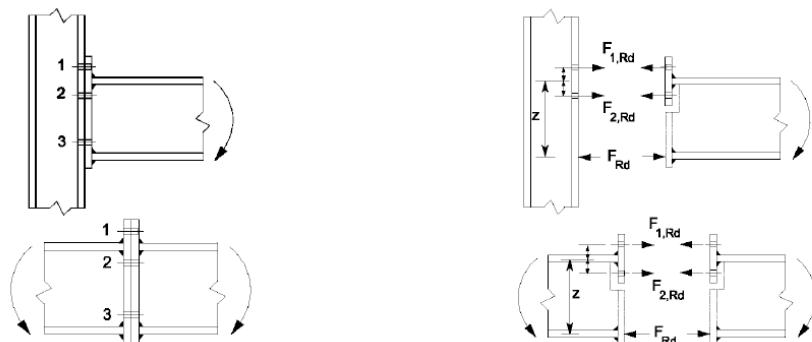


Figura A26.6.16 Modelos simplificados para uniones atornilladas con chapas frontales con un canto mayor que el de la viga

(13) Cuando los elementos de la unión no estén preparados para transmitir esfuerzos por contacto directo, deberá disponerse material de empalme para transmitir los esfuerzos de los elementos en la sección solapada, incluyendo los momentos debidos a la excentricidad aplicada, las imperfecciones iniciales y las deformaciones de segundo orden. Los esfuerzos deberán tomarse no menores a un momento igual al 25% del momento último de la sección más débil sobre ambos ejes y a un cortante igual al 2,5% del axil último de la sección más débil en la dirección de ambos ejes.

(14) Cuando los elementos estén preparados para transmitir esfuerzos por contacto directo, deberá disponerse material de solape para transmitir, al menos, el 25% de la máxima fuerza de compresión en el pilar.

(15) La alineación de los extremos en contacto de los elementos sometidos a compresión deberá mantenerse mediante cubrejuntas u otros medios. El material de empalme y sus elementos de fijación deberán calcularse para soportar cargas en los extremos en contacto, actuando en cualquier dirección perpendicular al eje del elemento. En el cálculo de los empalmes, también deberán tenerse en cuenta los efectos de segundo orden.

(16) Los empalmes en elementos sometidos a flexión deberán cumplir lo siguiente:

- Las alas comprimidas deberán considerarse como elementos sometidos a compresión;
- Las alas traccionadas deberán considerarse como elementos sometidos a tracción;
- Las partes sometidas a cortante deberán calcularse para transmitir los siguientes efectos actuando a la vez:
 - el cortante en el empalme;
 - el momento resultante de la excentricidad, si la hubiera, de los centros de gravedad de los grupos de elementos de fijación a cada lado del empalme;
 - la parte del momento, deformación o giros soportados por el alma u otra parte de la pieza, independientemente de cualquier transmisión de tensiones a partes adyacentes supuesta en el cálculo del elemento o parte.

6.2.7.2 Uniones viga-pilar atornilladas con conexiones de chapas frontal atornilladas

(1) El momento resistente $M_{j,Rd}$ de una unión atornillada viga-pilar con chapa frontal atornillada puede determinarse a partir de:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} \quad (6.25)$$

donde:

$F_{tr,Rd}$ es la resistencia de cálculo a tracción eficaz de una fila de tornillos, r

h_r es la distancia de la fila de tornillos r al centro de compresión

r es el número de filas de tornillos.

NOTA: En una unión atornillada con más de una fila de tornillos traccionada, las filas de tornillos se enumeran empezando por la fila más lejana al centro de compresión.

(2) Para conexiones con chapa frontal atornilladas, deberá suponerse que el centro de compresión está alineado con el eje del ala comprimida conectada.

(3) La resistencia a tracción eficaz $F_{tr,Rd}$ para cada fila de tornillos deberá determinarse por orden, empezando desde la fila 1 (la fila de tornillos más alejada del centro de compresión) continuando con la fila 2, etc.

(4) Para la determinación de la resistencia a tracción eficaz $F_{tr,Rd}$ para una fila de tornillos r , deberá despreciarse la resistencia de cálculo a tracción eficaz de todas las demás filas de tornillos más cercanas al centro de compresión.

(5) La resistencia a tracción eficaz $F_{tr,Rd}$ de una fila de tornillos r , deberá tomarse como su resistencia de cálculo a tracción $F_{t,Rd}$ como fila individual de tornillos determinada a partir del apartado 6.2.7.2 (6) y reducida, en caso de ser necesario, para satisfacer las condiciones especificadas en los apartados 6.2.7.2(7), (8) y (9).

(6) La resistencia a tracción eficaz $F_{tr,Rd}$ de una fila de tornillos r , tomada como una fila de tornillos individual, deberá tomarse como el menor valor de la resistencia a tracción para una fila de tornillos individual de los siguientes componentes básicos:

- | | | |
|------------------------------|---------------|----------------------------|
| - Alma del pilar a tracción | $F_{t,wc,Rd}$ | véase el apartado 6.2.6.3; |
| - Ala del pilar a flexión | $F_{t,fc,Rd}$ | véase el apartado 6.2.6.4; |
| - Chapa frontal en flexión | $F_{t,ep,Rd}$ | véase el apartado 6.2.6.5; |
| - Alma de la viga a tracción | $F_{t,wb,Rd}$ | véase el apartado 6.2.6.8. |

(7) La resistencia a tracción eficaz $F_{tr,Rd}$ de la fila de tornillos r , deberá, si fuera necesario, reducirse por debajo del valor de $F_{t,Rd}$ para asegurar que, cuando se tienen en cuenta todas las filas de tornillos hasta una fila de tornillos r , inclusive, se cumplan las siguientes condiciones:

- La resistencia de cálculo total $\sum F_{t,Rd} \leq V_{wp,Rd}/\beta$ con β según el apartado 5.3(7), véase el apartado 6.2.6.1;
- La resistencia de cálculo total $\sum F_{t,Rd}$ no supera el menor de:
 - La resistencia de cálculo del alma del pilar a compresión $F_{c,wc,Rd}$, véase el apartado 6.2.6.2;
 - La resistencia de cálculo del ala y el alma de la viga sometida a compresión $F_{c,fb,Rd}$, véase el apartado 6.2.6.7.

(8) La resistencia de cálculo a tracción eficaz $F_{tr,Rd}$ de la fila de tornillos r deberá, si fuese necesario, reducirse por debajo del valor de $F_{t,Rd}$, para asegurar que la suma de las resistencias de cálculo de las filas de tornillos hasta una fila de tornillos r , ésta incluida, que forma parte del mismo grupo de filas de tornillos, no supera la resistencia de cálculo de dicho grupo en conjunto. Esto deberá comprobarse para los siguientes componentes básicos:

- | | | |
|-----------------------------|---------------|----------------------------|
| - Alma del pilar a tracción | $F_{t,wc,Rd}$ | véase el apartado 6.2.6.3; |
| - Ala del pilar a flexión | $F_{t,fc,Rd}$ | véase el apartado 6.2.6.4; |

- Chapa frontal en flexión $F_{t,ep,Rd}$ véase el apartado 6.2.6.5;
- Alma de la viga a tracción $F_{t,wb,Rd}$ véase el apartado 6.2.6.8.

(9) Cuando la resistencia de cálculo a tracción eficaz $F_{tx,Rd}$ de una de las filas de tornillos previas x sea mayor que $1,9F_{t,Rd}$, entonces deberá reducirse la resistencia de cálculo a tracción eficaz $F_{tr,Rd}$ para las filas de tornillos r , si fuese necesario, con el fin de asegurar que:

$$F_{tr,Rd} \leq F_{tx,Rd} h_r/h_x \quad (6.26)$$

donde:

- h_x es la distancia desde la fila de tornillos x al centro de compresión
- x es la fila de tornillos más alejada al centro de compresión que tenga una resistencia de cálculo a tracción mayor que $1,9F_{t,Rd}$.

(10) El método descrito del apartado 6.2.7.2(1) al 6.2.7.2(9) puede aplicarse para un empalme atornillado de una viga con chapas frontales soldadas, véase la figura A26.6.17, omitiendo los aspectos relativos al pilar.

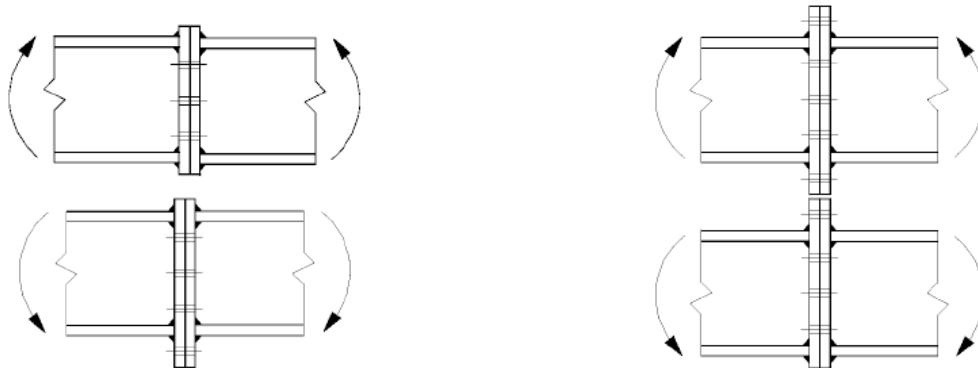


Figura A26.6.17 Empalmes atornillados en vigas con chapas frontales soldadas

6.2.8 Resistencia de cálculo de bases de pilares con placas base

6.2.8.1 Generalidades

(1) Las bases de los pilares deberán tener un tamaño, rigidez y resistencia suficientes para transmitir los axiles, momentos flectores y esfuerzos cortantes del pilar a sus cimentaciones u otro tipo de apoyos, sin superar la capacidad portante de dichos apoyos.

(2) La resistencia de cálculo entre la placa base y su apoyo puede determinarse considerando una distribución uniforme de compresión sobre el área de apoyo. Para cimentaciones de hormigón, las tensiones en el apoyo no deberán superar la capacidad resistente de cálculo f_{jd} , dada en el apartado 6.2.5(7).

(3) Para una base de un pilar sometida a flexión compuesta, los esfuerzos entre la placa base y su apoyo pueden tomar una de las siguientes distribuciones dependiendo de la magnitud relativa del axil y el momento flector aplicados:

- En caso de que la fuerza de compresión sea dominante, puede comprimirse la zona bajo ambas alas del pilar como se muestra en la figura A26.6.18(a).
- En el caso de que la fuerza de tracción sea dominante, puede traccionarse la zona entre bajo ambas alas como se muestra en la figura A26.6.18(b).

- En el caso de que el momento flector sea dominante, se tendrá compresión bajo una de las alas del pilar y tracción bajo la otra, como se muestra en la figura A26.6.18(c) y en la figura A26.6.18(d).

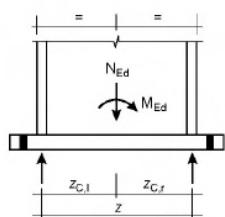
(4) Las placas base deberán dimensionarse empleando los métodos apropiados recogidos en los apartados 6.2.8.2 y 6.2.8.3.

(5) Deberá emplearse uno de los siguientes métodos para resistir el cortante entre la placa base y su apoyo:

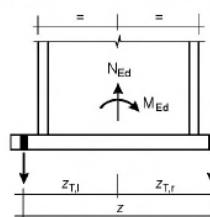
- La resistencia de cálculo a rozamiento en la junta entre la placa base y su apoyo, sumada a la resistencia de cálculo a cortante de los tornillos de anclaje.
- La resistencia de cálculo a cortante de las partes circundantes a la cimentación.

Si se emplean pernos de anclaje para resistir los esfuerzos cortantes entre la placa base y su apoyo, también deberá comprobarse la rotura del hormigón en el soporte, de acuerdo con los Anexos 19 a 21.

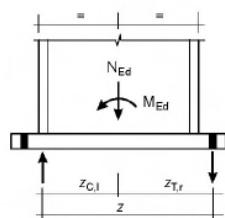
Cuando los métodos anteriores no sean adecuados, deberán emplearse elementos especiales, como bloques o pasadores, para transmitir los esfuerzos cortantes entre la placa base y su apoyo.



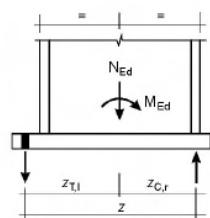
a) Conexión de apoyo del pilar en caso de una fuerza normal de compresión dominante



b) Conexión de apoyo del pilar en caso de una fuerza normal de tracción dominante



c) Conexión de apoyo del pilar en caso de un momento flector dominante

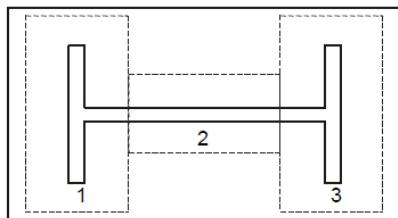


d) Conexión de apoyo del pilar en caso de un momento flector dominante

Figura A26.6.18 Determinación del brazo mecánico z para conexiones de pilares con placas base

6.2.8.2 Bases de pilares sometidas únicamente a axiles

(1) La resistencia de cálculo $N_{j,Rd}$, de una placa base simétrica de un pilar, sometida a esfuerzos axiles de compresión aplicados concéntricamente, puede determinarse añadiendo las resistencias de cálculo individuales $F_{C,Rd}$ de las tres secciones en T mostradas en la figura A26.6.19. (Dos secciones en T bajo las alas del pilar y una sección en T bajo el alma). Las tres secciones en T no deberán solaparse, véase la figura A26.6.19. La resistencia de cálculo de cada una de estas secciones en T deberá calcularse empleando el método descrito en el apartado 6.2.5.



- 1 Sección en T 1
2 Sección en T 2
3 Sección en T 3

Figura A26.6.19 Secciones en T sin solapar

6.2.8.3 Bases de pilares sometidas a axiles y a momentos flectores

(1) El momento resistente de cálculo, $M_{j,Rd}$, de la base de un pilar sometida a flexión compuesta, deberá determinarse empleando el método descrito en la tabla A26.6.7, en el que se omite la contribución de la porción de hormigón inmediatamente debajo del alma del pilar (sección en T 2 de la figura A26.6.19) a la capacidad a compresión. En este método se emplean los siguientes parámetros:

- $F_{T,l,Rd}$ es la resistencia de cálculo a tracción del lado izquierdo de la unión, véase el apartado 6.2.8.3(2)
- $F_{T,r,Rd}$ es la resistencia de cálculo a tracción del lado derecho de la unión, véase el apartado 6.2.8.3(3)
- $F_{C,l,Rd}$ es la resistencia de cálculo a compresión del lado izquierdo de la unión, véase el apartado 6.2.8.3(4)
- $F_{C,r,Rd}$ es la resistencia de cálculo a compresión del lado derecho de la unión, véase el apartado 6.2.8.3(5).

(2) La resistencia de cálculo a tracción $F_{T,l,Rd}$ del lado izquierdo de la unión deberá tomarse como el menor de los valores de la resistencia de cálculo de los siguientes componentes básicos:

- el alma del pilar a tracción bajo el ala izquierda del pilar $F_{t,wc,Rd}$, véase el apartado 6.2.6.3;
- la placa base a flexión bajo el ala izquierda del pilar $F_{t,pl,Rd}$, véase el apartado 6.2.6.11.

(3) La resistencia de cálculo a tracción $F_{T,r,Rd}$ del lado derecho de la unión deberá tomarse como el menor de los valores de la resistencia de cálculo de los siguientes componentes básicos:

- el alma del pilar a tracción bajo el ala derecha del pilar $F_{t,wc,Rd}$, véase el apartado 6.2.6.3;
- la placa base a flexión bajo el ala derecha del pilar $F_{t,pl,Rd}$, véase el apartado 6.2.6.11.

(4) La resistencia de cálculo a compresión $F_{C,l,Rd}$ del lado izquierdo de la unión deberá tomarse como el menor de los valores de la resistencia de cálculo de los siguientes componentes básicos:

- el hormigón a compresión bajo el ala izquierda del pilar $F_{c,pl,Rd}$, véase el apartado 6.2.6.9;
- el ala izquierda y el alma del pilar en compresión $F_{c,fc,Rd}$, véase el apartado 6.2.6.7.

(5) La resistencia de cálculo a tracción $F_{C,r,Rd}$ del lado derecho de la unión deberá tomarse como el menor de los valores de la resistencia de cálculo de los siguientes componentes básicos:

- el hormigón a compresión bajo el ala derecha del pilar $F_{c,pl,Rd}$, véase el apartado 6.2.6.9;
- el ala derecha y el alma del pilar en compresión $F_{c,fc,Rd}$, véase el apartado 6.2.6.7.

(6) Para el cálculo de $z_{T,l}$, $z_{C,l}$, $z_{T,r}$, $z_{C,r}$, véase el apartado 6.2.8.1.

Tabla A26.6.7 Momento resistente de cálculo $M_{J,Rd}$ de bases de los pilares

Carga	Brazo mecánico z	Momento resistente de cálculo $M_{J,Rd}$	
Lado izquierdo traccionado Lado derecho comprimido	$z = z_{T,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ y $e > z_{T,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ y $e \leq -z_{C,r}$
		El menor entre $\frac{F_{T,l,Rd} z}{z_{C,r}/e+1}$ y $\frac{-F_{C,r,Rd} z}{z_{r,l}/e-1}$	
Lado izquierdo traccionado Lado derecho traccionado	$z = z_{T,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ y $0 < e < z_{T,l}$	$N_{Ed} > 0$ y $-z_{T,r} < e \leq 0$
		El menor de $\frac{F_{T,l,Rd} z}{z_{T,r}/e+1}$ y $\frac{F_{T,r,Rd} z}{z_{T,l}/e-1}$	
Lado izquierdo comprimido Lado derecho traccionado	$z = z_{C,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ y $e \leq -z_{T,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ y $e > z_{C,l}$
		El menor de $\frac{-F_{C,l,Rd} z}{z_{T,r}/e+1}$ y $\frac{F_{T,r,Rd} z}{z_{C,l}/e-1}$	
Lado izquierdo comprimido Lado derecho comprimido	$z = z_{C,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ y $0 < e < z_{C,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ y $-z_{C,r} < e \leq 0$
		El menor de $\frac{-F_{C,l,Rd} z}{z_{C,r}/e+1}$ y $\frac{-F_{C,r,Rd} z}{z_{C,l}/e-1}$	
$M_{Ed} > 0$ en sentido contrario de las agujas del reloj, $N_{Ed} > 0$ en tracción $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$			

6.3 Rigidez al giro

6.3.1 Modelo básico

(1) La rigidez al giro de una unión deberá determinarse a partir de la flexibilidad de sus componentes básicos, representados, cada uno, por un coeficiente de rigidez elástico k_i obtenido del apartado 6.3.2.

NOTA: Estos coeficientes de rigidez elásticos son de aplicación general.

(2) Para una unión con chapa frontal atornillada con más de una fila de tornillos traccionada, deberán combinarse los coeficientes de rigidez k_i para los componentes básicos descritos. Para uniones vigapilar y empalmes de vigas se da un método en el apartado 6.3.3, y para las bases de pilares se da un método en el apartado 6.3.4.

(3) En una chapa frontal atornillada con más de una fila de tornillos, como simplificación, puede despreciarse la contribución de cualquier fila, siempre que tampoco se tengan en cuenta las contribuciones de las filas más próximas al centro de compresión. El número de filas de tornillos consideradas no necesita necesariamente ser el mismo que para la determinación del momento resistente de cálculo.

(4) Siempre que el axil N_{Ed} en los elementos conectados no supere el 5% de la resistencia de cálculo $N_{p\ell,Rd}$ de su sección transversal, la rigidez al giro S_j de una unión viga-pilar o del solape de una viga, para un momento $M_{j,Ed}$ menor que el momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$ de la unión, puede obtenerse con suficiente precisión a partir de la siguiente expresión:

$$S_j = \frac{E_z^2}{\mu \sum k_i} \quad (6.27)$$

donde:

- k_i es el coeficiente de rigidez para el componente básico i de la unión
 z es el brazo mecánico, véase el apartado 6.2.7
 μ es la relación de rigidez $S_{j,ini}/S_j$, véase el apartado 6.3.1(6).

NOTA: La rigidez al giro inicial $S_{j,ini}$ de la unión se obtiene de la expresión (6.27) con $\mu = 1,0$.

(5) La rigidez al giro S_j de la base de un pilar, para un momento $M_{j,Ed}$ menor que el momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$ de la unión, puede obtenerse con suficiente precisión del apartado 6.3.4.

(6) La relación de rigidez μ deberá determinarse como sigue:

- si $M_{j,Ed} \leq 2/3 M_{j,Rd}$:

$$\mu = 1 \quad (6.28a)$$

- si $2/3 M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$:

$$\mu = (1,5M_{j,Ed}/M_{j,Rd})^\psi \quad (6.28b)$$

en el que el coeficiente ψ se obtiene de la tabla A26.6.8.

Tabla A26.6.8 Valor del coeficiente ψ

Tipo de unión	ψ
Soldada	2,7
Con chapa frontal atornillada	2,7
Con angulares de empalme atornillados a las alas	3,1
Conexiones con placa base	2,7

(7) Los componentes básicos que se deberán tener en cuenta en el cálculo de la rigidez de una unión soldada viga-pilar y de una unión con angulares atornillados a las alas, se dan en la tabla A26.6.9. De forma similar, los componentes básicos de una unión con chapa frontal atornillada y de una placa base, se indican en la tabla A26.6.10. Para ambas tablas, los coeficientes de rigidez k_i para los componentes básicos se definen en la tabla A26.6.11.

(8) Para las conexiones viga-pilar con chapa frontal deberá emplearse el siguiente procedimiento para obtener la rigidez de la unión. El coeficiente de rigidez equivalente k_{eq} , y el brazo mecánico equivalente, z_{eq} , de la unión deberán obtenerse a partir del apartado 6.3.3. La rigidez de la unión deberá obtenerse a partir del apartado 6.3.1(4) basándose en los coeficientes de rigidez k_{eq} (para la unión) y k_l (para el alma del pilar a cortante), y con el brazo mecánico z , tomado igual al brazo mecánico equivalente de la unión z_{eq} .

Tabla A26.6.9 Nudos con uniones soldadas o con angulares atornillados a las alas

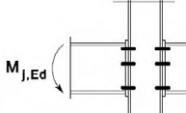
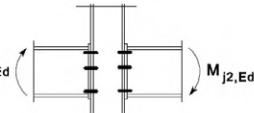
Unión viga-pilar soldada	Coeficientes de rigidez k_i a considerar
A un lado	$k_1; k_2; k_3$
A ambos lados—momentos iguales y opuestos	$k_2; k_3$
A ambos lados—momentos desiguales	$k_1; k_2; k_3$
Unión viga-pilar con angulares atornillados a las alas	Coeficientes de rigidez k_i a considerar
A un lado	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11}^*; k_{12}^{**}$
A ambos lados—momentos iguales y opuestos	$k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11}^*; k_{12}^{**}$
A ambos lados—momentos desiguales	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11}^*; k_{12}^{**}$
 Momentos iguales y opuestos  Momentos desiguales	<p>*) Dos coeficientes k_{11}, uno por cada ala.</p> <p>**) Cuatro coeficientes k_{12}, uno por cada ala y uno por cada angular.</p>

Tabla A26.6.10 Uniones con conexiones de chapas frontales atornilladas y de placas base

Unión viga-pilar con conexiones de chapas frontales atornilladas	Número de filas de tornillos en tracción	Coeficientes de rigidez k_i a considerar
A un lado	Una	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
	Dos o más	$k_1; k_2; k_{eq}$
A ambos lados—momentos iguales y opuestos	Una	$k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
	Dos o más	$k_2; k_{eq}$
A ambos lados—momentos desiguales	Una	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
	Dos o más	$k_1; k_2; k_{eq}$
Solape de vigas con chapas frontales atornilladas	Número de filas de tornillos traccionadas	Coeficientes de rigidez k_i a considerar
A ambos lados—momentos iguales y opuestos	Una	$k_5[izquierda]; k_5[derecha]; k_{10}$
	Dos o más	k_{eq}
Conexiones de placa base	Número de filas de tornillos traccionadas	Coeficientes de rigidez k_i a tener en cuenta
Conexiones de placa base	Una	$k_{13}; k_{15}; k_{16}$
	Dos o más	$k_{13}; k_{15}$ y k_{16} para cada fila de tornillos

6.3.2 Coeficientes de rigidez para componentes básicos de la unión

(1) Los coeficientes de rigidez para un componente básico de la unión deberán determinarse empleando las expresiones recogidas en la tabla A26.6.11.

Tabla A26.6.11 Coeficientes de rigidez para componentes básicos de una unión

Componente	Coeficiente de rigidez k_i	
Chapa del alma de un pilar a cortante	Sin rigidizar, unión a un lado o unión a ambos lados del pilar en la que el canto de las vigas es similar	Rigidizada
	$k_1 = \frac{0,38A_{VC}}{\beta_z}$	$k_1 = \infty$
	z es el brazo mecánico según se indica en la figura A26.6.15; β es el parámetro de transformación del apartado 5.3(7).	
Alma de un pilar a compresión	Sin rigidizar	Rigidizada
	$k_2 = \frac{0,7b_{eff,c,wc}t_{wc}}{d_c}$	$k_2 = \infty$
	$b_{eff,c,wc}$ es el ancho eficaz obtenido del apartado 6.2.6.2	
Alma de un pilar a tracción	Conexión atornillada rigidizada o sin rigidizar con una única fila de tornillos traccionada o conexión soldada sin rigidizar	Conexión soldada rigidizada
	$k_3 = \frac{0,7b_{eff,t,wc}t_{wc}}{d_c}$	$k_3 = \infty$
	$b_{eff,t,wc}$ es el ancho eficaz del alma del pilar a tracción según el apartado 6.2.6.3. Para una unión con una única fila de tornillos en tracción, $b_{eff,t,wc}$ deberá tomarse igual a la menor longitud eficaz ℓ_{eff} (individualmente o como parte de un grupo de filas de tornillos) dada para esta fila de tornillos en la tabla A26.6.4 (para un ala de un pilar sin rigidizar) o la tabla A26.6.5 (para un ala rigidizada de un pilar).	
Ala de un pilar a flexión (para una única fila de tornillos traccionada)	$k_4 = \frac{0,9\ell_{eff}t_{fc}^3}{m^3}$ ℓ_{eff} es la menor longitud eficaz (individualmente o como parte de un grupo de filas de tornillos) para esta fila de tornillos en la tabla A26.6.4 para un ala sin rigidizar de un pilar o en la tabla A26.6.5 para un ala rigidizada de un pilar; m según la figura A26.6.8.	
Chapa frontal a flexión (para una única fila de tornillos traccionada)	$k_5 = \frac{0,9\ell_{eff}t_p^3}{m^3}$ ℓ_{eff} es la longitud eficaz más pequeña (individualmente o como parte de un grupo de filas de tornillos) dada para esta fila de tornillos en la tabla A26.6.6; m generalmente según figura A26.6.11, pero para una fila de tornillos localizada en la parte de la chapa de unión que sobresale de la sección $m = m_x$, donde m_x es según se define en la figura A26.6.10.	
Angular de empalme a flexión	$k_6 = \frac{0,9\ell_{eff}t_a^3}{m^3}$ ℓ_{eff} es la longitud eficaz del angular de empalme de las alas según se indica en la figura A26.6.12; m según figura A26.6.13.	
Tornillos en tracción (para una fila de tornillos)	$k_{10} = 1,6 A_s / L_b$ pretensados o no pretensados L_b es la longitud de elongación del tornillo, tomada igual a la longitud de agarre (espesor total del material y de las arandelas) más la mitad de la suma de la altura de la cabeza del tornillo y de la altura de la tuerca.	
Tornillos a cortante	sin pretensar	pretensados *)
	$k_{11}(o k_{17}) = \frac{16n_b d^2 f_{ub}}{Ed_{M16}}$	$k_{11} = \infty$
	d_{M16} es el diámetro nominal de un tornillo M16; n_b es el número de filas de tornillos a cortante	
Tornillos a deslizamiento (para cada componente j soportado por el tornillo)	sin pretensar	pretensados *)
	$k_{12}(o k_{18}) = \frac{24n_b k_b k_t d f_u}{E}$	$k_{12} = \infty$
	$k_b = k_{b1}$ si $k_b \leq k_{b2}$	e_b es la distancia desde la fila de tornillos al borde libre de

Componente	Coeficiente de rigidez k_i		
	$k_{b1} = 0,25 e_b/d + 0,5$ si $k_{b1} \leq 1,25$ $k_{b2} = 0,25 p_b/d + 0,375$ si $k_{b2} \leq 1,25$ $k_t = 1,5 t_j/d_{M16}$ si $k_t \leq 2,5$	f_u p_b t_j	la chapa en la dirección de la carga transmitida; es la resistencia a tracción última del acero en el que se apoya el tornillo; es el espaciamiento de las filas de tornillos en la dirección de transmisión de la carga; espesor del componente.
Hormigón sometido a compresión (incluyendo el mortero)	$k_{13} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} l_{eff}}}{1,275 E}$ b_{eff} es el ancho eficaz del ala de la sección en T, véase el apartado 6.2.5(3); l_{eff} es la longitud eficaz del ala de la sección en T, véase el apartado 6.2.5(3).		
Placa en flexión sometida a compresión	$k_{14} = \infty$ Este coeficiente ya se tiene en cuenta en el cálculo del coeficiente de rigidez k_{13}		
Placa base en flexión sometida a tracción (para una única fila de tornillos traccionada)	con fuerzas de palanca**) $k_{15} = \frac{0,85 \ell_{eff} t_p^3}{m^3}$ ℓ_{eff} es la longitud eficaz del ala de la sección en T, véase el apartado 6.2.5(3); t_p es el espesor de la placa base; m es la distancia indicada en la figura A26.6.8.	sin fuerzas de palanca**) $k_{15} = \frac{0,425 \ell_{eff} t_p^3}{m^3}$	
Pernos de anclaje en tracción	con fuerzas de palanca**) $k_{16} = 1,6 A_s/L_b$ L_b es la longitud de elongación del perno de anclaje, tomada igual a la suma de 8 veces el diámetro nominal del tornillo, la capa de mortero, el espesor de la placa, la arandela y la mitad de la altura de la tuerca.	sin fuerzas de palanca**) $k_{16} = 2,0 A_s/L_b$	
*) siempre que los tornillos se hayan calculado para no deslizar dentro del apoyo para el nivel de carga considerado;			
**) pueden desarrollarse fuerzas de palanca, si $L_b \leq \frac{8,8 m^3 A_s}{\ell_{eff} t^3}$			
NOTA 1: En el cálculo de b_{eff} y de l_{eff} , la distancia de c , deberá tomarse como 1,25 veces el espesor de la placa base.			
NOTA 2: Deberá suponerse que los refuerzos no afectan a la rigidez al giro S_j de la unión.			
NOTA 3: Para soldaduras (k_{19}) el coeficiente de rigidez deberá tomarse igual a infinito. No es necesario tener este componente en cuenta en el cálculo de la rigidez al giro S_j .			
NOTA 4: Para el ala y el alma de una viga sometida a compresión (k_7), el alma de una viga traccionada (k_8), una chapa traccionada o comprimida (k_9), vigas acarteladas (k_{20}), los coeficientes de rigidez deberán tomarse igual a infinito. No es necesario tenerlos en cuenta en el cálculo de la rigidez al giro S_j .			
NOTA 5: Cuando se emplea una chapa de refuerzo del alma, los coeficientes de rigidez para los componentes básicos de la unión de k_1 a k_3 deberán aumentarse como sigue:			
- k_1 para paneles del alma del pilar a cortante, deberá basarse en el aumento del área de cortante A_{VC} según el apartado 6.2.6.1(6);			
- k_2 para almas de un pilar en compresión, deberá basarse en el espesor eficaz del alma según el apartado 6.2.6.2(6);			
- k_3 para almas de un pilar a tracción, deberá basarse en el espesor eficaz del alma según el apartado 6.2.6.3(8).			

6.3.3 Conexiones con chapas frontales con dos o más filas de tornillos en tracción

6.3.3.1 Método general

(1) Para las conexiones con chapas frontales con dos o más filas de tornillos traccionadas, los componentes básicos de todas las filas de tornillos deberán representarse por un único coeficiente de rigidez k_{eq} determinado a partir de:

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} \quad (6.29)$$

donde:

- h_r es la distancia entre la fila de tornillos r y el centro de compresión
 $k_{eff,r}$ es el coeficiente de rigidez eficaz para una fila de tornillos r , teniendo en cuenta los coeficientes de rigidez k_i de los componentes básicos definidos en los apartados 6.3.3.1(4) o 6.3.3.1(5), según corresponda
 z_{eq} es el brazo mecánico equivalente, véase el apartado 6.3.3.1(3).

(2) El coeficiente de rigidez equivalente $k_{eff,r}$ para una fila de tornillos r deberá determinarse a partir de:

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} \quad (6.30)$$

donde:

- $k_{i,r}$ es el coeficiente de rigidez que representa al componente i de a la fila de tornillos r .

(3) El brazo mecánico equivalente z_{eq} deberá determinarse a partir de:

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} \quad (6.31)$$

(4) En el caso de una unión viga-pilar con una conexión con chapa frontal, k_{eq} deberá basarse en (y reemplazar) los coeficientes de rigidez k_i para:

- el alma del pilar traccionada (k_3);
- el ala del pilar a flexión (k_4);
- la chapa frontal a flexión (k_5);
- los tornillos traccionados (k_{10}).

(5) En el caso de un empalme de una viga con chapas frontales atornilladas, k_{eq} deberá basarse en (y reemplazar) los coeficientes de rigidez k_i para:

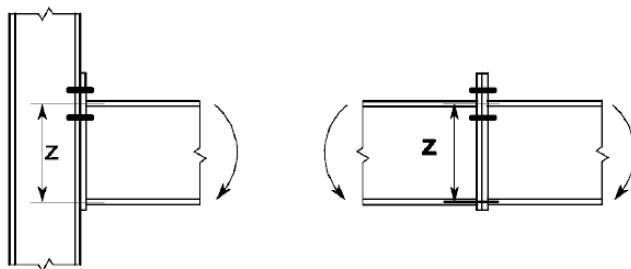
- la chapa frontal a flexión (k_5);
- los tornillos a tracción (k_{10}).

6.3.3.2 Método simplificado para chapas frontales de mayor tamaño que el perfil y con dos filas de tornillos a tracción

(1) Para conexiones con chapas frontales de mayor tamaño que el perfil y con dos filas de tornillos traccionadas (uno en la parte de la chapa frontal que sobresale del perfil y la otra entre las alas de la viga, véase la figura A26.6.20), puede emplearse un conjunto de valores modificados para los coeficientes de rigidez de los correspondientes componentes básicos, a fin de tener en cuenta la contribución conjunta de ambas filas de tornillos. Cada uno de estos valores modificados deberá tomarse como dos veces el valor correspondiente para una única fila de tornillos en la parte de la chapa frontal que sobresale del perfil.

NOTA: Esta aproximación conduce a una estimación ligeramente inferior de la rigidez al giro.

(2) Cuando se emplee este método simplificado, el brazo mecánico z deberá tomarse igual a la distancia desde el centro de compresión al punto a medio camino entre las dos filas de tornillos traccionadas, véase la figura A26.6.20.

Figura A26.6.20 Brazo mecánico z para el método simplificado

6.3.4 Base de pilares

(1) La rigidez al giro S_j , de la base de un pilar sometido a flexión compuesta, deberá calcularse empleando el método descrito en la tabla A26.6.12. Este método emplea los siguientes coeficientes de rigidez:

- $k_{T,l}$ es el coeficiente de rigidez a tracción del lado izquierdo de la unión y su inversa deberá tomarse igual a la suma de los coeficientes de rigidez k_{15} y k_{16} (indicados en la tabla A26.6.11) que actúan en el lado izquierdo de la unión
- $k_{T,r}$ es el coeficiente de rigidez a tracción del lado derecho de la unión y su inversa que deberá tomarse igual a la suma de los coeficientes de rigidez k_{15} y k_{16} (dados en la tabla A26.6.11) que actúan en el lado derecho de la unión
- $k_{C,l}$ es el coeficiente de rigidez a compresión del lado izquierdo de la unión y deberá tomarse igual al coeficiente de rigidez k_{13} (dado en la tabla A26.6.11) que actúa en el lado izquierdo de la unión
- $k_{C,r}$ es el coeficiente de rigidez a compresión del lado derecho de la unión y deberá tomarse igual al coeficiente de rigidez k_{13} (dado en la tabla A26.6.11) que actúa en el lado derecho de la unión.

(2) Para el cálculo $z_{T,l}$, $z_{C,l}$, $z_{T,r}$, $z_{C,r}$, véase el apartado 6.2.8.1.

Tabla A26.6.12 Rigidez al giro S_j de las bases de los pilares

Estado de cargas	Brazo mecánico z	Rigidez rotacional $S_{j,ini}$	
Lado izquierdo traccionado	$z = z_{T,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ y $e > z_{T,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ y $e \leq -z_{C,r}$
Lado derecho comprimido		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{T,l}+1/k_{C,r})} \frac{e}{e+e_k}$ donde $e_k = \frac{z_{C,r}k_{C,r}-z_{T,l}k_{T,l}}{k_{T,l}+k_{C,r}}$	
Lado izquierdo traccionado	$z = z_{T,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ y $0 < e < z_{T,l}$	$N_{Ed} > 0$ y $-z_{T,r} < e \leq 0$
Lado derecho traccionado		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{T,l}+1/k_{T,r})} \frac{e}{e+e_k}$ donde $e_k = \frac{z_{T,r}k_{T,r}-z_{T,l}k_{T,l}}{k_{T,l}+k_{T,r}}$	
Lado izquierdo comprimido	$z = z_{C,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ y $e \leq -z_{C,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ y $e > z_{C,l}$
Lado derecho traccionado		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{C,l}+1/k_{T,r})} \frac{e}{e+e_k}$ donde $e_k = \frac{z_{T,r}k_{T,r}-z_{C,l}k_{C,l}}{k_{C,l}+k_{T,r}}$	
Lado izquierdo comprimido	$z = z_{C,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ y $0 < e < z_{C,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ y $-z_{C,r} < e \leq 0$
Lado derecho comprimido		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{C,l}+1/k_{C,r})} \frac{e}{e+e_k}$ donde $e_k = \frac{z_{C,r}k_{C,r}-z_{C,l}k_{C,l}}{k_{C,l}+k_{C,r}}$	

$M_{Ed} > 0$ en el sentido de las agujas del reloj, $N_{Ed} > 0$ en tracción, μ véase el apartado 6.3.1(6).

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$$

6.4 Capacidad de giro

6.4.1 Generalidades

- (1) En el caso de un análisis global rígido-plástico, toda unión localizada en una rótula plástica deberá tener suficiente capacidad de giro.
- (2) La capacidad de giro de una unión atornillada o soldada deberá determinarse empleando las disposiciones recogidas en los apartados 6.4.2 o 6.4.3. Los métodos de cálculo dados en estas cláusulas únicamente son válidos para aceros S235, S275 y S355 y para uniones en las que el valor de cálculo del axil N_{Ed} en el elemento conectado, no supere el 5% del axil resistente plástico $N_{pl,Rd}$ de su sección.
- (3) Como alternativa a los apartados 6.4.2 y 6.4.3, no es necesario comprobar la capacidad de giro de una unión siempre que el momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$ de la unión sea al menos 1,2 veces el momento plástico resistente de cálculo $M_{pl,Rd}$ de la sección del elemento conectado.
- (4) En los casos que no queden contemplados en los apartados 6.4.2 y 6.4.3, la capacidad de giro puede determinarse mediante ensayos, de acuerdo con el Apéndice D del Anejo 18. Alternativamente, pueden emplearse modelos de cálculo apropiados, siempre que se basen en resultados obtenidos en ensayos conformes con dicho anexo.

6.4.2 Uniones atornilladas

- (1) Una unión viga-pilar en la que el momento resistente de cálculo de la unión $M_{j,Rd}$, esté definido por la resistencia de cálculo de la chapa del alma de un pilar sometido a cortante puede suponerse que tiene una capacidad de giro adecuada para realizar un análisis plástico global, siempre que $d_{wc}/t_w \leq 69\varepsilon$.
- (2) Una unión con chapas frontales atornilladas o con angulares de empalme de las alas, puede suponerse que tienen capacidad de giro suficiente para realizar un análisis plástico global, siempre que cumpla con las siguientes condiciones:

- el momento resistente de la unión se define por la resistencia de cálculo de:
 - el ala del pilar a flexión o
 - la chapa frontal de la viga o el angular sobre el ala traccionada en flexión.
- el espesor t del ala del pilar, de la chapa frontal de la viga o del angular del ala traccionada (no necesariamente el mismo componente básico que en (a)) cumple:

$$t \leq 0,36d\sqrt{f_{ub}/f_y} \quad (6.32)$$

donde:

- d es el diámetro nominal del tornillo
 f_{ub} es la resistencia última a tracción del material del tornillo
 f_y es el límite elástico del componente básico correspondiente.

- (3) No deberá suponerse que una unión atornillada, en la que el momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$ está determinado por la resistencia de cálculo de los tornillos a cortante, tiene capacidad de giro suficiente para realizar un análisis global plástico.

6.4.3 Uniones soldadas

- (1) Puede suponerse que la capacidad de giro ϕ_{cd} de una unión soldada viga-pilar, no es menor que el valor dado por las siguientes expresiones, siempre que el alma del pilar esté rigidizada a compresión,

pero no rigidizada a tracción, y su momento resistente de cálculo no esté condicionado por la resistencia de cálculo a cortante del panel del alma del pilar, véase el apartado 6.4.2(1):

$$\phi_{cd} = 0,025 h_c / h_b \quad (6.33)$$

donde:

h_b es el canto de la viga

h_c es el ancho del pilar.

(2) Puede suponerse que una unión soldada viga-pilar, sin rigidizar y dimensionada conforme a las disposiciones de este apartado, tiene una capacidad de giro ϕ_{cd} de, al menos, 0,015 radianes.

7 Uniones en perfiles tubulares

7.1 Generalidades

7.1.1 Alcance

(1) Este apartado recoge las reglas de aplicación detalladas para determinar las resistencias estáticas de cálculo de uniones planas o espaciales de estructuras en celosía compuestas por perfiles tubulares circulares, cuadrados o rectangulares, y de uniones planas de estructuras en celosía compuestas por combinaciones de perfiles tubulares y secciones abiertas.

(2) Las resistencias estáticas de cálculo de las uniones se expresan en términos de axiles máximos de cálculo y/o momentos resistentes de los elementos de arriostramiento.

(3) Estas reglas de aplicación son válidas tanto para perfiles tubulares conformados en caliente según la norma UNE-EN 10210, como para perfiles tubulares conformados en frío según la norma UNE-EN 10219, si las dimensiones de la sección tubular cumplen con los requisitos de este apartado.

(4) Para perfiles tubulares conformados en caliente y perfiles tubulares conformados en frío, el límite elástico nominal del producto final no debe ser mayor que 460 N/mm². Para productos finales que tengan un límite elástico nominal mayor que 355 N/mm², las resistencias estáticas de cálculo recogidas en este apartado deben reducirse por aplicación de un factor de 0,9.

(5) El espesor nominal de un perfil tubular no deberá ser menor que 2,5 mm.

(6) El espesor nominal de un perfil tubular, cuando trabaje como cordón de una celosía, no deberá ser mayor de 25 mm, a menos que se hayan tomado medidas especiales para asegurar que las propiedades en el sentido del espesor del material sean las adecuadas.

(7) Para comprobaciones a fatiga véase el Anejo 27.

(8) Los tipos de uniones que quedan contempladas se indican en la figura A26.7.1.

7.1.2 Campo de aplicación

(1) Las reglas de aplicación para uniones en perfiles tubulares pueden emplearse, únicamente, cuando se cumplan todas las condiciones recogidas en los apartados 7.1.2(2) a 7.1.2(8).

(2) Los elementos comprimidos deberán cumplir los requisitos para secciones de Clase 1 o Clase 2 según el Anejo 22 para la situación de compresión pura.

(3) Los ángulos θ_i formados entre los elementos de arriostramiento y los elementos tubulares, y entre elementos de arriostramiento adyacentes, deberán cumplir:

$$\theta_i \geq 30^\circ$$

(4) Los extremos de los elementos que se encuentran en una unión deberán ejecutarse de modo que no se modifique la forma de su sección. Las uniones planas de extremo y recortadas no se incluyen en este apartado.

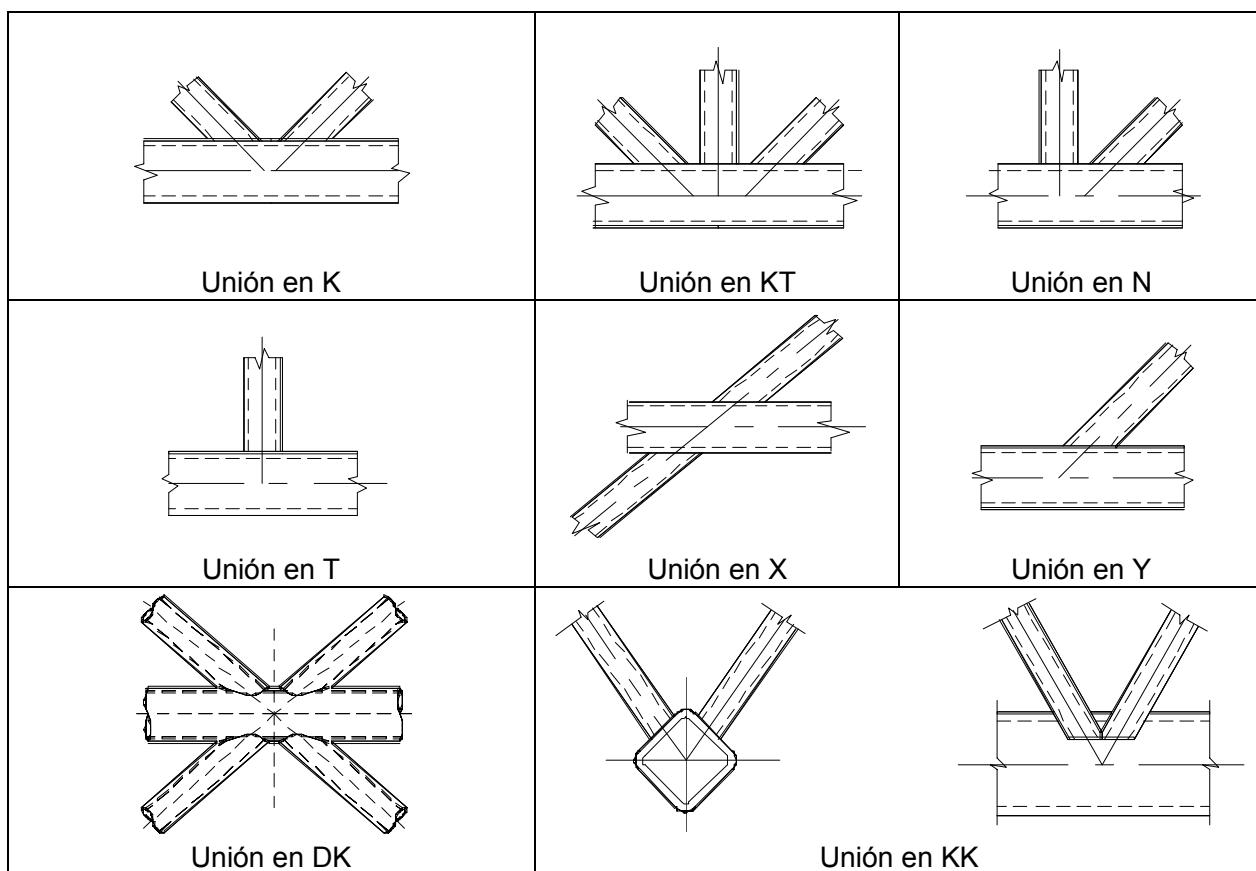
(5) En uniones con holgura, con el fin de garantizar que el espacio es el adecuado para ejecutar satisfactoriamente las soldaduras, la holgura entre elementos de arriostramiento no deberá ser menor de $(t_1 + t_2)$.

(6) En uniones con solape, éste deberá ser suficientemente largo para asegurar que la conexión de los elementos de arriostramiento sea suficiente para una transmisión adecuada de los cortantes de un arriostramiento a otro. En cualquier caso, el solape deberá ser al menos del 25%.

Si el solape supera $\lambda_{ov,lim} = 60\%$ en el caso de que la zona oculta del elemento de arriostramiento solapado no esté soldado, o $\lambda_{ov,lim} = 80\%$ en el caso de que la zona oculta del arriostramiento solapado esté soldado o si son secciones rectangulares con $h_i < b_i$ y/o $h_j < b_j$, la conexión entre los elementos de arriostramiento y la cara del cordón deberá comprobarse a cortante.

(7) Cuando los elementos de arriostramiento solapados tengan distintos espesores y/o diferentes resistencias, el elemento estructural con el menor valor de $t_i f_{y,i}$ deberá solaparse al otro elemento.

(8) Cuando los elementos de arriostramiento solapados tengan anchos distintos, el elemento más estrecho deberá solaparse al más ancho.



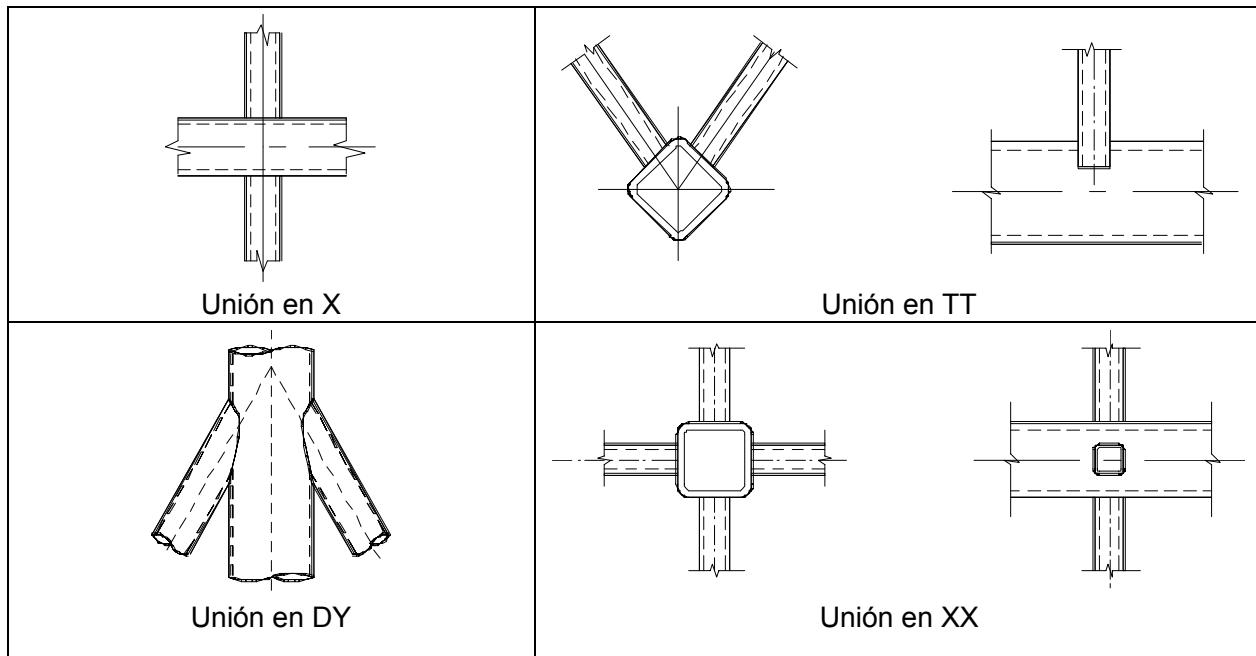


Figura A26.7.1 Tipos de uniones en vigas de celosía de perfiles tubulares

7.2 Cálculo

7.2.1 Generalidades

- (1) El valor de cálculo de los esfuerzos axiles en los elementos de arriostramiento y en los cordones en estado límite último, no deberá superar las resistencias de cálculo de los elementos estructurales determinados a partir del Anexo 22.
- (2) Los valores de cálculo del esfuerzo axil en los elementos de arriostramiento en estado límite último tampoco deberán superar las resistencias de cálculo de las uniones descritas en los apartados 7.4, 7.5, 7.6 o 7.7, según corresponda.
- (3) Las tensiones $\sigma_{0,Ed}$ ó $\sigma_{p,Ed}$ de un elemento tubular en una unión deberá determinarse a partir de:

$$\sigma_{0,Ed} = \frac{N_{0,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}} \quad (7.1)$$

$$\sigma_{p,Ed} = \frac{N_{p,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{el,0}} \quad (7.2)$$

donde:

$$N_{p,Ed} = N_{0,Ed} - \sum_{i>0} N_{i,Ed} \cos\theta_i$$

7.2.2 Modos de fallo para uniones de perfiles tubulares

- (1) Las resistencias de cálculo de las uniones de conexiones entre perfiles tubulares y entre perfiles tubulares y secciones abiertas, deberán basarse en los siguientes modos de fallo:
 - a) Rotura de la cara del elemento tubular (plastificación de la cara del tubo) o plastificación del tubo (plastificación de la sección transversal del tubo);
 - b) Rotura de la cara lateral del tubo (o rotura del alma del tubo) por plastificación, rotura o inestabilidad (aplastamiento o abolladura de la cara o del alma del tubo) debida a la compresión transmitida por el elemento de arriostramiento;

- c) Rotura del tubo por cortante;
- d) Fallo por punzonamiento de la pared de la cara de un tubo (iniciación de fisura que da lugar a la separación de los elementos de arriostramiento del cordón);
- e) Rotura del elemento de arriostramiento con reducción del ancho eficaz (fisuración en las soldaduras o en los elementos de arriostramiento);
- f) Fallo por pandeo local del elemento de arriostramiento o del cordón tubular en la unión.

NOTA: Las frases impresas en negrita en esta lista se emplean para describir los diversos modos de fallo recogidos en las tablas de resistencias de cálculo dadas en 7.4 a 7.7.

(2) La figura A26.7.2 ilustra los modos de fallo (a) a (f) para uniones entre elementos de arriostramiento de PTC y cordones de perfiles tubulares.

(3) La figura A26.7.3 ilustra los modos de fallo (a) a (f) para uniones entre elementos de arriostramiento de PTR y cordones de perfiles tubulares.

(4) La figura A26.7.4 ilustra los modos de fallo de (a) a (f) para uniones entre elementos de arriostramiento de PTC y PTR y cordones de perfiles en I o en H.

(5) Aunque la resistencia de una unión con soldaduras bien ejecutadas sea generalmente mayor en tracción que en compresión, la resistencia de cálculo de la unión dependerá, normalmente, de la resistencia a compresión del arriostramiento, para evitar una posible deformación local excesiva o una reducción de la capacidad de giro o de la capacidad de deformación, que podrían producirse en caso contrario.

Modo	Esfuerzo axil	Momento flector
a		
b		
c		
d		
e		
f		

Figura A26.7.2 Modos de fallo para uniones entre elementos de PTC

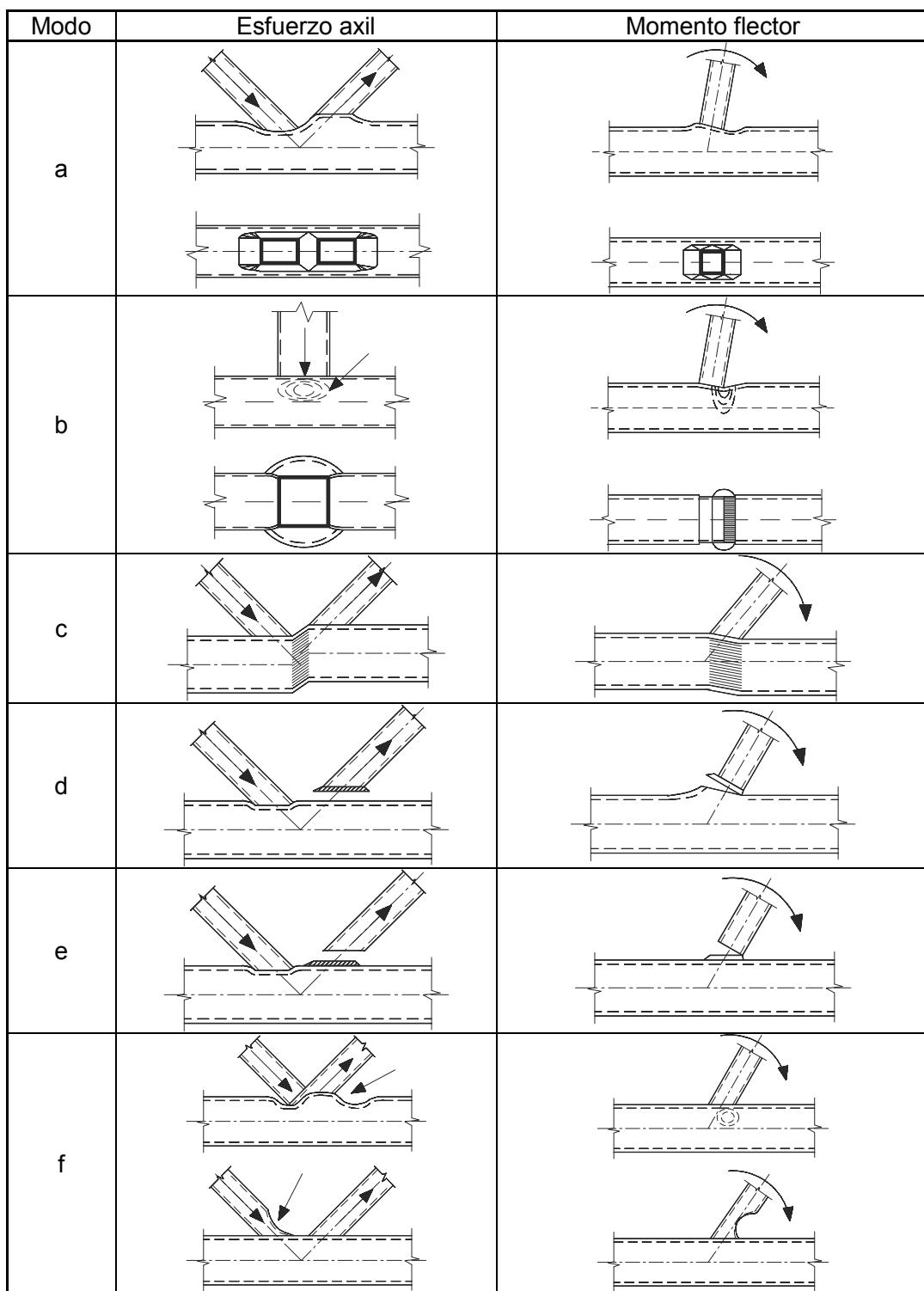


Figura A26.7.3 Modos de fallo en uniones entre elementos de arriostramiento de PTR y cordones de PTR

Modo	Esfuerzo axil	Momento flector
a	-	-
b		
c		
d	-	-
e		
f		

Figura A26.7.4 Modos de fallo en uniones entre elementos de arriostramiento de PTC o de PTR y cordones de perfiles en I o en H.

7.3 Soldaduras

7.3.1 Resistencia de cálculo

- (1) Las soldaduras que conectan los elementos de arriostramiento a los cordones, deberán dimensionarse para tener una resistencia suficiente para poder considerar distribuciones no uniformes de tensiones y una capacidad de deformación suficiente para poder tener en cuenta la redistribución de los momentos flectores.
- (2) En uniones soldadas, la conexión deberá realizarse, normalmente, alrededor de todo el perímetro del perfil tubular mediante una soldadura a tope, en ángulo, o combinación de ambas. Sin embargo, en uniones parcialmente solapadas, la parte oculta de la conexión no necesitará soldarse, siempre que los esfuerzos axiles en los elementos de arriostramiento sean tales que sus componentes perpendiculares al eje del cordón no difieran en más de un 20%.
- (3) Los detalles habituales de soldadura se muestran en el Capítulo 21 del Código Estructural.
- (4) La resistencia de cálculo de la soldadura, por unidad de longitud del perímetro de elemento de arriostramiento, en general, no deberá ser menor que la resistencia de cálculo de la sección de ese elemento por unidad de longitud de perímetro.
- (5) El espesor de garganta requerido, deberá determinarse según el apartado 4.
- (6) El criterio descrito en el apartado 7.3.1(4) podrá no aplicarse cuando se pueda justificar el empleo de una soldadura con un tamaño más pequeño, considerando tanto la resistencia como la capacidad de deformación y la de giro, teniendo en cuenta la posibilidad de que únicamente una parte de su longitud sea efectiva.
- (7) Para perfiles tubulares rectangulares, el espesor de garganta de cálculo de la soldadura de chaflán se define en la figura A26.7.5.

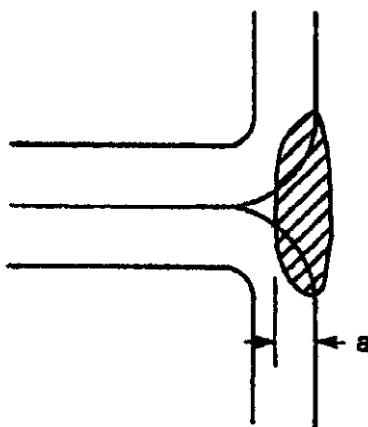


Figura A26.7.5 Espesor de garganta de cálculo de la ranura en chaflán de la soldadura en un perfil tubular rectangular

- (8) Para soldaduras en zonas conformadas en frío, véase el apartado 4.14.

7.4 Uniones soldadas entre elementos de PTC

7.4.1 Generalidades

- (1) Siempre que la geometría de las uniones esté comprendida en el rango de validez dado en la tabla A26.7.1, las resistencias de cálculo de las uniones soldadas entre elementos de perfiles tubulares circulares pueden determinarse empleando los apartados 7.4.2 y 7.4.3.

(2) Para uniones dentro del rango de validez dado en la tabla A26.7.1, únicamente será necesario considerar la rotura de la cara del elemento tubular y la rotura por punzonamiento de la pared. La resistencia de cálculo de una unión deberá tomarse como el valor mínimo entre estos dos criterios.

(3) Para uniones fuera del rango de validez dado en la tabla A26.7.1, deberán considerarse todos los modos de fallo dados en el apartado 7.2.2. Además, deberán tenerse en cuenta los momentos hiperestáticos en las uniones producidos por su rigidez al giro.

Tabla A26.7.1 Rango de validez para uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PTC y cordones de PTC

Relación de diámetro		$0,2 \leq d_i/d_0 \leq 1,0$
Cordones	tracción	$10 \leq d_0/t_0 \leq 50$ (generalmente), pero: si $10 \leq d_0/t_0 \leq 40$ (para uniones en X)
	compresión	Clase 1 o 2 y $10 \leq d_0/t_0 \leq 50$ (generalmente), pero: si $10 \leq d_0/t_0 \leq 40$ (para uniones en X)
Elementos de relleno	tracción	$d_i/t_i \leq 50$
	compresión	Clase 1 o 2
Solape		$25\% \leq \lambda_{ov} \leq \lambda_{ov,lim}$, véase 7.1.2(6)
Espaciamiento		$g \geq t_1 + t_2$

7.4.2 Uniones planas

(1) En las conexiones entre elementos de arriostramiento sometidos únicamente a axiles, los esfuerzos axiles de cálculo $N_{i,Ed}$, no deberán superar el valor del axil resistente de cálculo de la unión soldada $N_{j,Rd}$, obtenido de la tabla A26.7.2, la tabla A26.7.3 o de la tabla A26.7.4.

(2) Las conexiones entre elementos de arriostramiento sometidos a flexión compuesta deberán cumplir:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \left[\frac{|M_{ip,i,Ed}|}{M_{ip,i,Rd}} \right]^2 + \frac{|M_{op,i,Ed}|}{M_{op,i,Rd}} \leq 1,0 \quad (7.3)$$

donde:

- $M_{ip,i,Rd}$ es el momento resistente de cálculo dentro de su plano
 $M_{ip,i,Ed}$ es el momento de cálculo dentro de su plano
 $M_{op,i,Rd}$ es el momento resistente de cálculo fuera de su plano
 $M_{op,i,Ed}$ es el momento de cálculo fuera de su plano.

Tabla A26.7.2 Resistencias de cálculo de uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PTC y cordones de PTC

Rotura de la cara del elemento tubular	-	Uniones en Y y T
		$N_{1,Rd} = \frac{\gamma^{0,2} k_p f_{y0} t_0^2}{\operatorname{sen} \theta_1} (2,8 + 14,2 \beta^2) / \gamma_{M5}$
Rotura de la cara del cordón tubular	Uniones en X	
		$N_{1,Rd} = \frac{k_p f_{y0} t_0^2}{\operatorname{sen} \theta_1} \frac{5,2}{(1 - 0,81 \beta)} / \gamma_{M5}$
Rotura de la cara del cordón tubular	Uniones en K y N con holgura o con solape	
		$N_{1,Rd} = \frac{k_g k_p f_{y0} t_0^2}{\operatorname{sen} \theta_1} \left(1,8 + 10,2 \frac{d_1}{d_0} \right) / \gamma_{M5}$ $N_{2,Rd} = \frac{\operatorname{sen} \theta_1}{\operatorname{sen} \theta_2} N_{1,Rd}$
Fallo por punzonamiento -	Uniones en K, N y KT con holgura y uniones en T, Y y X [i = 1, 2 ó 3]	
Cuando $d_i \leq d_0 - 2t_0$:	$N_{i,Rd} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} t_0 \pi d_i \frac{1 + \operatorname{sen} \theta_i}{2 \operatorname{sen}^2 \theta_i} / \gamma_{M5}$	
Factores k_g y k_p		
$k_g = \gamma^{0,2} \left(1 + \frac{0,024 \gamma^{1,2}}{1 + \exp(0,5g/t_0 - 1,33)} \right)$		(véase la figura A26.7.6)
Para $n_p > 0$ (compresión):	$k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p)$	si $k_p \leq 1,0$
Para $n_p \leq 0$ (tracción):	$k_p = 1,0$	

Tabla A26.7.3 Resistencias de cálculo de uniones soldadas entre cartelas y cordones de PTC

Rotura de la cara del cordón tubular

	$N_{1,Rd} = k_p f_{y0} t_0^2 (4 + 20\beta^2) / \gamma_{M5}$ $M_{ip,1,Rd} = 0$ $M_{op,1,Rd} = 0,5 b_1 N_{1,Rd}$
	$N_{1,Rd} = \frac{5k_p f_{y0} t_0^2}{1 - 0,81\beta} / \gamma_{M5}$ $M_{ip,1,Rd} = 0$ $M_{op,1,Rd} = 0,5 b_1 N_{1,Rd}$
	$N_{1,Rd} = 5k_p f_{y0} t_0^2 (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}$ $M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}$ $M_{op,1,Rd} = 0$
	$N_{1,Rd} = 5k_p f_{y0} t_0^2 (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}$ $M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}$ $M_{op,1,Rd} = 0$
Fallo por punzonamiento	
$\sigma_{max} t_1 = (N_{Ed} / A + M_{Ed} / W_{el}) t_1 \leq 2t_0 (f_{y0} / \sqrt{3}) / \gamma_{M5}$	
Rango de validez	Factor k_p
Además de los límites dados en la tabla A26.7.1: $\beta \geq 0,4$ donde $\beta = b_1/d_0$	Para $n_p > 0$ (compresión): $k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p)$ si $k_p \leq 1,0$ Para $n_p \leq 0$ (tracción): $k_p = 1,0$

Tabla A26.7.4 Resistencias de cálculo de uniones soldadas que unen perfiles en I, H o PTR a cordones de PTC

Rotura de la cara del elemento tubular	
	$N_{1,Rd} = k_p f_{y0} t_0^2 (4 + 20\beta^2) (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}$ $M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd} / (1 + 0,25\eta)$ $M_{op,1,Rd} = 0,5 b_1 N_{1,Rd}$
	$N_{1,Rd} = \frac{5k_p f_{y0} t_0^2}{1 - 0,81\beta} (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}$ $M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd} / (1 + 0,25\eta)$ $M_{op,1,Rd} = 0,5 b_1 N_{1,Rd}$
	$N_{1,Rd} = k_p f_{y0} t_0^2 (4 + 20\beta^2) (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}$ $M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}$ $M_{op,1,Rd} = 0,5 b_1 N_{1,Rd}$
	$N_{1,Rd} = \frac{5k_p f_{y0} t_0^2}{1 - 0,81\beta} (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}$ $M_{ip,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}$ $M_{op,1,Rd} = 0,5 b_1 N_{1,Rd}$
Fallo por punzonamiento	
<p>Para perfiles en I o en H con $\eta > 2$ (para compresión axial y flexión fuera del plano) y para PTR:</p> $\sigma_{máx} t_i = (N_{Ed,1}/A_1 + M_{Ed,1}/W_{el,1}) t_1 \leq t_0 (f_{y0}/\sqrt{3}) / \gamma_{M5}$ <p>Para el resto de perfiles:</p> $\sigma_{máx} t_i = (N_{Ed,1}/A_1 + M_{Ed,1}/W_{el,1}) t_1 \leq 2 t_0 (f_{y0}/\sqrt{3}) / \gamma_{M5}$ <p>donde t_1 es el ala o el espesor de pared del perfil transversal en I, en H o RHS</p>	
Rango de validez	Coeficiente k_p
Además de los límites dados en la tabla A26.7.1: $\beta \geq 0,4$ y $\eta \leq 4$ donde $\beta = b_1/d_0$ y $\eta = h_1/d_0$	<p>Para $n_p > 0$ (compresión):</p> $k_p = 1 - 0,3n_p(1 + n_p) \text{ s } ik_p \leq 1,0$ <p>Para $n_p \leq 0$ (tracción): $k_p = 1,0$</p>

- (3) El momento de cálculo $M_{i,Ed}$, puede tomarse como el valor en el punto donde el eje del elemento de arriostramiento se encuentra con la cara del cordón.

(4) El momento resistente de cálculo en el plano de la unión y momento resistente de cálculo fuera del plano de la unión $M_{i,Rd}$, deberán obtenerse de la tabla A26.7.3, la tabla A26.7.4 o de la tabla A26.7.5.

(5) Los tipos especiales de uniones soldadas indicados en la tabla A26.7.6 deberán cumplir con los criterios de cálculo apropiados, especificados, para cada tipo, en dicha tabla.

(6) Los valores del coeficiente k_g que se emplea en la tabla A26.7.2 para uniones en K, N y KT, se dan en la figura A26.7.6. El coeficiente k_g se emplea tanto para uniones con holgura como para uniones con solape, adoptando g para ambas y empleando los valores negativos de g para representar el solape q , como se define en la figura A26.1.3(b).

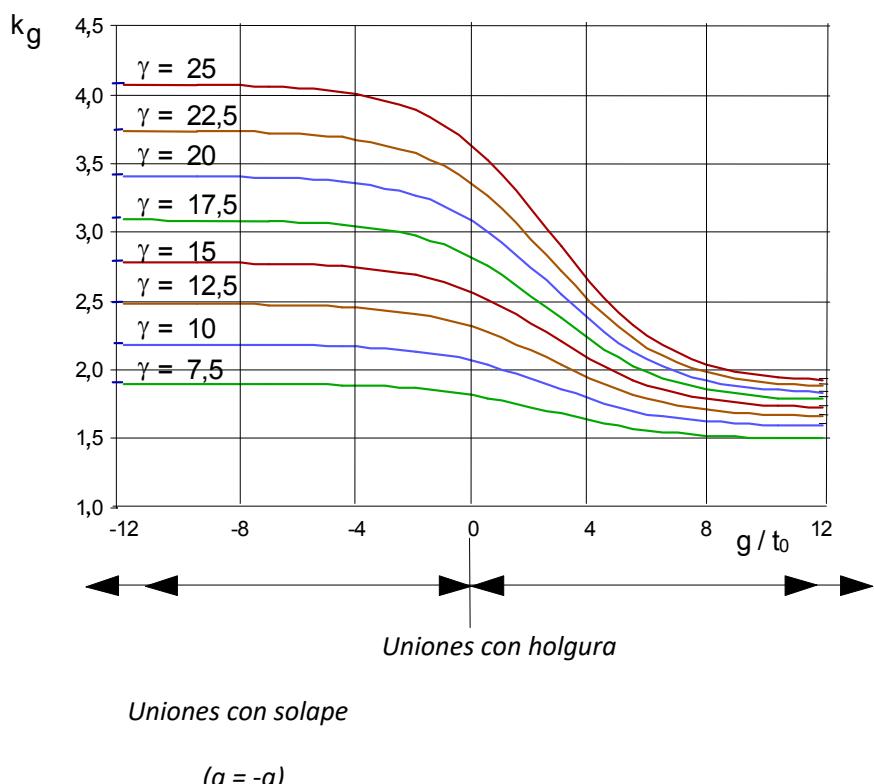


Figura A26.7.6 Valores del coeficiente k_g a emplear en la tabla A26.7.2

Tabla A26.7.5 Momentos resistentes de cálculo en uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PTC y cordones de PTC

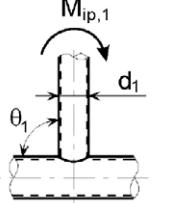
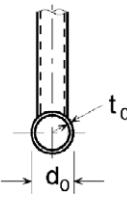
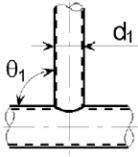
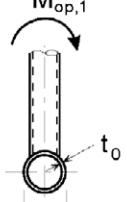
Rotura de la cara del cordón - Uniones en T, X, e Y	
 	$M_{ip,1,Rd} = 4,85 \frac{f_{y0} t_0^2 d_1}{\operatorname{sen} \theta_1} \sqrt{\gamma} \beta k_p / \gamma_{M5}$
Rotura de la cara del cordón tubular - Uniones en K, N, T, X, e Y	
 	$M_{op,1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0^2 d_1}{\operatorname{sen} \theta_1} \frac{2,7}{1 - 0,81\beta} k_p / \gamma_{M5}$
Fallo por punzonamiento - Uniones en K y N con holgura y uniones en T, X e Y	
Cuando $d_1 \leq d_0 - 2t_0$:	$M_{ip,1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0 d_1^2}{\sqrt{3}} \frac{1 + 3\operatorname{sen} \theta_1}{4\operatorname{sen}^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$ $M_{op,1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0 d_1^2}{\sqrt{3}} \frac{3 + \operatorname{sen} \theta_1}{4\operatorname{sen}^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$
Factor k_p	
Para $n_p > 0$ (compresión):	$k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p)$
Para $n_p \leq 0$ (tracción):	$k_p = 1,0$

Tabla A26.7.6 Criterios de cálculo para tipos especiales de uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PTC y cordones de PTC

Tipo de unión	Criterios de cálculo
Los esfuerzos pueden ser de tracción o de compresión, pero deben actuar en la misma dirección en ambos elementos.	$N_{1,Ed} \leq N_{1,Rd}$ <p>donde $N_{1,Rd}$ es el valor de $N_{1,Rd}$ para una unión en X conforme con la tabla A26.7.2.</p>
Elementos 1 y 3 se encuentran siempre comprimidos y el elemento 2 siempre traccionado.	$N_{1,Ed} \operatorname{sen}\theta_1 + N_{3,Ed} \operatorname{sen}\theta_3 \leq N_{1,Rd} \operatorname{sen}\theta_1$ $N_{2,Ed} \operatorname{sen}\theta_2 \leq N_{1,Rd} \operatorname{sen}\theta_1$ <p>Donde $N_{1,Rd}$ es el valor de $N_{1,Rd}$ para una unión en K de acuerdo con la tabla A26.7.2. pero con $\frac{d_1}{d_0}$ sustituido por: $\frac{d_1 + d_2 + d_3}{3d_0}$</p>
Todos los elementos de arriostramiento deberán estar siempre, o bien comprimidos, o bien traccionados.	$N_{1,Ed} \operatorname{sen}\theta_1 + N_{2,Ed} \operatorname{sen}\theta_2 \leq N_{x,Rd} \operatorname{sen}\theta_x$ <p>donde $N_{x,Rd}$ es el valor de $N_{x,Rd}$ para una unión en X de acuerdo con la tabla A26.7.2., siendo $N_{x,Rd} \operatorname{sen}\theta_x$ el mayor valor de:</p> $ N_{1,Rd} \operatorname{sen}\theta_1 \text{ y } N_{2,Rd} \operatorname{sen}\theta_2 $
El elemento 1 se encuentra siempre comprimido y el 2, siempre traccionado.	$N_{i,Ed} \leq N_{i,Rd}$ <p>donde $N_{1,Rd}$ es el valor de $N_{1,Rd}$ para una unión en K de acuerdo con la tabla A26.7.2. En uniones espaciadas o con holgura, en la sección 1-1 del cordón tubular de la figura, debe cumplirse además:</p> $\left[\frac{N_{0,Ed}}{N_{pl,0,Rd}} \right]^2 + \left[\frac{V_{0,Ed}}{V_{pl,0,Rd}} \right]^2 \leq 1,0$

7.4.3 Uniones espaciales

- (1) En una unión espacial, deberán satisfacerse los criterios de cálculo dados en 7.4.2, para cada uno de los planos, empleando las resistencias de cálculo reducidas obtenidas según el apartado 7.4.3(2).

(2) Las resistencias de cálculo para cada plano de una unión espacial deberán determinarse aplicando el coeficiente de reducción μ apropiado, dado en la tabla A26.7.7 para la resistencia de la unión plana correspondiente, calculada de acuerdo con el apartado 7.4.2, empleando la fuerza del cordón apropiada para k_p .

Tabla A26.7.7 Coeficientes de reducción para uniones espaciales

Tipo de unión	Coeficiente de reducción μ
Unión en TT El elemento 1 puede estar traccionado o comprimido.	$60^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$ $\mu = 1,0$
Unión en XX Los elementos 1 y 2 pueden estar traccionados o comprimidos. $N_{2,Ed}/N_{1,Ed}$ es negativo si un elemento está traccionado y otro comprimido.	$\mu = 1 + 0,33N_{2,Ed} / N_{1,Ed}$ teniendo en cuenta el signo de $N_{1,Ed}$ y $N_{2,Ed}$ donde: $ N_{2,Ed} \leq N_{1,Ed} $
Unión en KK El elemento 1 está siempre comprimido y el elemento 2 siempre traccionado.	$60^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$ $\mu = 0,9$ Siempre que, en uniones con holgura, en la sección 1-1 del cordón se cumpla: $\left[\frac{N_{0,Ed}}{N_{pl,0,Rd}} \right]^2 + \left[\frac{V_{0,Ed}}{V_{pl,0,Rd}} \right]^2 \leq 1,0$

7.5 Uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PTC o PTR y cordones de PTR

7.5.1 Generalidades

(1) Siempre que la geometría de las uniones esté dentro del rango de validez dado en la tabla A26.7.8, las resistencias de cálculo de las uniones soldadas entre los elementos de arriostramiento con perfiles tubulares y los elementos con perfiles tubulares cuadradas o rectangulares, pueden determinarse empleando los apartados 7.5.2 y 7.5.3.

(2) Para uniones dentro del rango de validez dado en la tabla A26.7.8, únicamente es necesario considerar los criterios de cálculo recogidos por la tabla correspondiente. La resistencia de cálculo de una unión deberá tomarse como el mínimo valor entre todos los criterios aplicables.

(3) Para uniones fuera del rango de validez dado en la tabla A26.7.8, deberán considerarse todos los modos de fallo dados en el apartado 7.2.2. Además, deberán tenerse en cuenta los momentos hiperestáticos en las uniones causados por su rigidez al giro.

Tabla A26.7.8 Rango de validez para uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PHR y PHC, y cordones de PHR

Tipo de unión	Parámetros de unión [$i = 1$ o 2 , $j = \text{ariostramientos solapados}$]				
	b_i/b_0 o d_i/b_0	b_i/b_0 y h_i/t_i o d_i/t_i		h_0/b_0 o h_i/b_i	b_0/t_0 o h_0/t_0
		Compresión	Tracción		
T, Y o X	$b_i/b_0 \geq 0,25$	$b_i/t_i \leq 35$ y	$b_i/t_i \leq 35$ y $h_i/t_i \leq 35$ y Clases 1 y 2	$\geq 0,5$ si $\leq 2,0$	≤ 35 y Clase 2
K con holgura	$b_i/b_0 \geq 0,35$ y $\geq 0,1 + 0,01 b_0/t_0$	$h_i/t_i \leq 35$ y			≤ 35 y Clase 2
N con holgura			$b_i/t_i \leq 35$ y $h_i/t_i \leq 35$		$g/b_0 \geq 0,5(1 - \beta)$ si $\leq 1,5(1 - \beta)^1$ y como mínimo $g \geq t_1 + t_2$
K con solape	$b_i/b_0 \geq 0,25$	Clase 1	$d_i/t_i \leq 50$	Clase 2	$25\% \leq \lambda_{ov} \leq \lambda_{ov,lim}^{2)}$ y $b_i/b_j \leq 0,75$
N con solape					
Elemento de arriostramiento circular	$d_i/b_0 \geq 0,4$ si $\leq 0,8$	Clase 1			Como anteriormente, pero d_i reemplazando b_i y d_j reemplazando b_j .

1) Si $g/b_0 > 1,5(1 - \beta)$ y $g > t_1 + t_2$ se tratará la unión como dos T separadas o en Y.
 2) $\lambda_{ov,lim} = 60\%$ en el caso de que la zona oculta del elemento de arriostramiento solapado no esté soldada, y el 80% en el caso de que la zona oculta del elemento de arriostramiento esté soldada. Si el solape supera $\lambda_{ov,lim}$ o si los elementos de arriostramiento son secciones rectangulares con $h_i < b_1$ y/o $h_j < b_j$, la conexión entre los elementos de arriostramiento y la cara del cordón tubular debe comprobarse a cortante.

7.5.2 Uniones planas

7.5.2.1 Uniones sin reforzar

(1) En los elementos de arriostramiento sometidos únicamente a axiles, el esfuerzo axial de cálculo $N_{i,Ed}$, no deberá superar la resistencia de cálculo de la unión soldada $N_{i,Ed}$ determinada a partir del apartado 7.5.2.1(2) ó 7.5.2.1(4), según corresponda.

(2) Cuando la geometría de las uniones se encuentra dentro del rango de validez dado en la tabla A26.7.8 y además cumple las condiciones dadas en la tabla A26.7.9, en las uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de perfiles tubulares cuadrados o circulares y cordones de perfiles tubulares cuadrados, pueden determinarse las resistencias de cálculo axial a partir de las expresiones dadas en la tabla A26.7.10.

(3) Para uniones dentro del rango de validez de la tabla A26.7.9, los únicos criterios de cálculo que deben considerarse son la rotura de la cara del cordón y la de los elementos de arriostramiento, considerando el ancho eficaz reducido. La resistencia de cálculo a considerar será el mínimo valor de esos dos criterios.

NOTA: La resistencia de cálculo para uniones entre elementos de arriostramiento de perfiles tubulares y elementos con un perfil tubular cuadrado dados en la tabla A26.7.10, ha sido simplificada, omitiéndose los criterios de cálculo que nunca serán críticos si se está dentro del rango de validez de la tabla A26.7.9.

(4) Las resistencia de cálculo de algunas uniones soldadas sin reforzar entre elementos de arriostramiento con PTC o PTR y cordones de PTR, que se encuentran en el rango de validez de la tabla A26.7.8, puede determinarse empleando las expresiones dadas en la tabla A26.7.10, A26.7.11, A26.7.12 ó A26.7.13, según corresponda. Para uniones reforzadas véase 7.5.2.2.

Tabla A26.7.9 Condiciones adicionales para el empleo de la tabla A26.7.10

Tipo de elemento de arriostramiento	Tipo de unión	Parámetros de unión	
Perfil tubular cuadrado	T, Y o X	$b_i/b_0 \leq 0,85$	$b_0/t_0 \geq 10$
	En K o en N con holgura	$0,6 \leq \frac{b_1 + b_2}{2b_1} \leq 1,3$	$b_0/t_0 \geq 15$
Perfil tubular circular	T, Y o X		$b_0/t_0 \geq 10$
	En K o en N con holgura	$0,6 \leq \frac{d_1 + d_2}{2d_1} \leq 1,3$	$b_0/t_0 \geq 15$

Tabla A26.7.10 Resistencias de cálculo de las uniones soldadas entre perfiles tubulares cuadrados o circulares

Tipo de unión	Resistencia de cálculo [$i = 1$ ó 2 , j = elemento de arriostramiento solapado]
Uniones en T, Y y X	Rotura de la cara del elemento tubular $\beta \leq 0,85$
	$N_{1,Rd} = \frac{k_n f_{y0} t_0^2}{(1-\beta) \operatorname{sen}\theta_1} \left(\frac{2\beta}{\operatorname{sen}\theta_1} + 4\sqrt{1-\beta} \right) / \gamma_{M5}$
Uniones en K y N con holgura	Rotura de la cara del elemento tubular $\beta \leq 1,0$
	$N_{i,Rd} = \frac{8,9\gamma^{0,5} k_n f_{y0} t_0^2}{\operatorname{sen}\theta_i} \left(\frac{b_1 + b_2}{2b_0} \right) / \gamma_{M5}$
Uniones en K y N con solape *)	Rotura del elemento de arriostramiento $25\% \leq \lambda_{ov} < 50\%$
El elemento i o j pueden estar traccionado o comprimido, pero uno deberá estar traccionado y el otro comprimido.	$N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left(b_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i \frac{\lambda_{ov}}{50} - 4t_i \right) / \gamma_{M5}$ Rotura del elemento de arriostramiento $50\% \leq \lambda_{ov} < 80\%$ $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i [b_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i] / \gamma_{M5}$ Rotura del elemento de arriostramiento $\lambda_{ov} \geq 80\%$ $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i [b_i + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i] / \gamma_{M5}$
Parámetros b_{eff} , $b_{e,ov}$ y k_n	
$b_{eff} = \frac{10}{b_0 / t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{yi} t_i} b_i \quad \text{si } b_{eff} \leq b_i$	Para $n > 0$ (compresión): $k_n = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta}$
$b_{e,ov} = \frac{10}{b_j / t_j} \frac{f_{yj} t_j}{f_{yi} t_i} b_i \quad \text{si } b_{e,ov} \leq b_i$	Para $n \leq 0$ (tracción): $\begin{aligned} & \text{si } k_n \leq 1,0 \\ & k_n = 1,0 \end{aligned}$
Para elementos de arriostramiento de sección circular, se multiplican las resistencias anteriores por $\pi/4$, sustituyendo b_1 y h_1 por d_1 y b_2 y h_2 por d_2 .	
*) Solo es necesario comprobar el elemento de arriostramiento que solapa i . La eficiencia (es decir, la resistencia de cálculo de la unión dividida entre la resistencia plástica de cálculo del elemento de arriostramiento) del elemento de arriostramiento solapado j deberá considerarse igual al del elemento que recubre. Véase también la tabla A26.7.8.	

Tabla A26.7.11 Resistencias de cálculo al axil de uniones soldadas en T, X y en Y entre elementos de arriostramiento de PTR o PTC y cordones de PTR

Tipo de unión	Resistencia de cálculo [$i = 1$]
	Rotura de la cara del elemento tubular $\beta \leq 0,85$
	$N_{1,Rd} = \frac{k_n f_{y0} t_0^2}{(1-\beta) \operatorname{sen} \theta_1} \left(\frac{2\eta}{\operatorname{sen} \theta_1} + 4\sqrt{1-\beta} \right) / \gamma_{M5}$
	Rotura de la cara lateral del cordón ¹⁾ $\beta = 1,0^2)$
	$N_{1,Rd} = \frac{k_n f_b t_0}{\operatorname{sen} \theta_1} \left(\frac{2h_1}{\operatorname{sen} \theta_1} + 10t_0 \right) / \gamma_{M5}$
	Rotura del elemento de arriostramiento $\beta \geq 0,85$
$N_{1,Rd} = f_{yi} t_1 (2h_1 - 4t_1 + 2b_{eff}) / \gamma_{M5}$	
Fallo por punzonamiento $0,85 \leq \beta \leq (1 - 1/\gamma)$	
$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0}{\sqrt{3} \operatorname{sen} \theta_1} \left(\frac{2h_1}{\operatorname{sen} \theta_1} + 2b_{e,p} \right) / \gamma_{M5}$	
<p>1) Para uniones en X con $\cos \theta_1 > h_1/h_0$ se toma como resistencia a esfuerzo cortante el menor valor entre ésta y la resistencia de cálculo a esfuerzo cortante de las caras laterales del cordón dada para uniones en K y en N con holgura en la tabla A26.7.12.</p> <p>2) Para $0,85 \leq \beta \leq 1,0$ se interpolará linealmente entre el valor de la resistencia de cálculo para la rotura de la cara lateral del cordón con $\beta = 0,85$ y el valor del criterio dominante para la rotura de la cara lateral del cordón con $\beta = 1,0$ (abolladura de la cara lateral o por rotura del cordón por cortante).</p>	
<p>Para elementos de arriostramiento circulares, se multiplican las resistencias anteriores por $\pi/4$, sustituyendo b_1 y h_1 por d_1 y b_2 y h_2 por d_2.</p>	
<p>Para tracción:</p> $f_b = f_{y0}$ <p>Para compresión:</p> $f_b = \chi f_{y0} \quad (\text{uniones en T e Y})$ $f_b = 0,8 \chi f_{y0} \operatorname{sen} \theta_1 \quad (\text{uniones en X})$ <p>donde χ es el coeficiente de reducción empleado en pandeo por flexión obtenido del Anexo 22, empleando su correspondiente curva de pandeo y una esbeltez normalizada $\bar{\lambda}$ determinada a partir de:</p> $\bar{\lambda} = 3,46 \sqrt{\frac{h_0}{t_0}} \sqrt{\frac{1}{\operatorname{sen} \theta_1}}$ $\bar{\lambda} = 3,46 \sqrt{\frac{E}{f_{y0}}} \sqrt{\frac{1}{\operatorname{sen} \theta_1}}$	$b_{eff} = \frac{10}{b_0/t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{yi} t_1} b_1 \quad \text{si } b_{eff} \leq b_1$ $b_{e,p} = \frac{10}{b_0/t_0} b_1 \quad \text{si } b_{e,p} \leq b_1$ <p>para $n > 0$ (compresión): $k_n = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta}$</p> <p>para $n \leq 0$ (tracción): $k_n = 1,0$</p>

Tabla A26.7.12 Resistencias de cálculo de uniones soldadas en K y N entre elementos de arriostramiento de PTR o PTC y cordones de PTR

Tipo de unión	Resistencia de cálculo [$i = 1$ ó 2]
Uniones en K y N con holgura	<p>Rotura de la cara del cordón tubular</p> $N_{i,Rd} = \frac{8,9k_n f_{y0} t_0^2 \sqrt{\gamma}}{\operatorname{sen} \theta_i} \left(\frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b_0} \right) / \gamma_{M5}$ <p>Rotura del cordón por cortante</p> $N_{i,Rd} = \frac{f_{y0} A_v}{\sqrt{3} \operatorname{sen} \theta_i} / \gamma_{M5}$ $N_{0,Rd} = \left[(A_0 - A_v) f_{y0} + A_v f_{y0} \sqrt{1 - (V_{Ed} / V_{pl,Rd})^2} \right] / \gamma_{M5}$ <p>Rotura del elemento de arriostramiento</p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i (2h_i - 4t_i + b_i + b_{eff}) / \gamma_{M5}$ <p>Fallo por punzonamiento $\beta \leq (1 - 1/\gamma)$</p> $N_{i,Rd} = \frac{f_{y0} t_0}{\sqrt{3} \operatorname{sen} \theta_i} \left(\frac{2h_i}{\operatorname{sen} \theta_i} + b_i + b_{e,p} \right) / \gamma_{M5}$
Uniones en K y N con solape	Como en la tabla A26.7.10.
Para arriostramientos circulares, se multiplican las resistencias anteriores por $\pi/4$, sustituyendo b_1 y h_1 por d_1 y b_2 y h_2 por d_2 , excepto para la resistencia a esfuerzo cortante del cordón.	
$A_v = (2h_0 + ab_0)t_0$ para un elemento de arriostramiento de sección cuadrada o rectangular: $\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4g^2}{3t_0^2}}}$	$b_{eff} = \frac{10}{b_0/t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{yi} t_i} b_i \quad \text{pero } b_{eff} \leq b_i$ $b_{e,p} = \frac{10}{b_0/t_0} b_i \quad \text{pero } b_{e,p} \leq b_i$
donde g es la holgura, véase la figura A26.1.3(a). Para elementos de arriostramiento circulares: $\alpha = 0$	para $n > 0$ (compresión): $k_n = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta}$ pero $k_n \leq 1,0$ para $n \leq 0$ (tracción): $k_n = 1,0$

Tabla 7.13 Resistencias de cálculo de uniones soldadas entre cartelas o perfiles en I o en H y cordones de PTR

Chapa transversal	Rotura de la cara del cordón tubular $\beta \leq 0,85$
	$N_{1,Rd} = k_n f_{y0} t_0^2 \frac{2 + 2,8\beta}{\sqrt{1 - 0,9\beta}} / \gamma_{M5} *)$
	Rotura de la cara lateral del cordón cuando $b_1 \geq b_0 - 2t_0$
	$N_{1,Rd} = k_n f_{y0} t_0 (2t_1 + 10t_0) / \gamma_{M5}$
	Fallo por punzonamiento cuando $b_1 \leq b_0 - 2t_0$
	$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0}{\sqrt{3}} (2t_1 + 2b_{e,p}) / \gamma_{M5}$
Chapa longitudinal	Rotura de la cara del cordón tubular
	$N_{1,Rd} = k_m f_{y0} t_0^2 \left(2h_1 / b_0 + 4\sqrt{1 - t_1 / b_0} \right) / \gamma_{M5}$
$t_1/b_0 \leq 0,2$	
Perfil en I o H	<p>Como aproximación del lado de la seguridad, si $\eta \geq \sqrt{1 - \beta}$, para un perfil en I o H, $N_{1,Rd}$ puede suponerse igual a la suma de las resistencias de cálculo de dos chapas transversales de dimensiones similares a las alas del perfil en I o H, determinadas como se especifica anteriormente.</p> <p>Si $\eta < 2\sqrt{1 - \beta}$, deberá hacerse una interpolación lineal entre los supuestos: una única chapa y dos chapas.</p> <p>$M_{ip,1,Rd} = N_{1,Rd} (h_1 - t_1)$ $N_{1,Rd}$ es la capacidad de un ala; β es la relación entre el ancho del ala del elemento de arriostramiento en I o H y la anchura del cordón de RHS.</p>
Rango de validez	
Además de los límites dados en la tabla A26.7.8: $0,5 \leq \beta \leq 1,0$ ó $b_0/t_0 \leq 30$	
Parámetros b_{eff} , $b_{e,p}$ y k_m	
$b_{eff} = \frac{10}{b_0/t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{y1} t_1} b_1 \quad \text{si } b_{eff} \leq b_i$	para $n > 0$ (compresión): $k_m = 1,3(1 - n)$ $\text{si } k_m \leq 1,0$
$b_{e,p} = \frac{10}{b_0/t_0} b_1 \quad \text{si } b_{e,p} \leq b_i$	para $n \leq 0$ (tensión): $k_m = 1,0$
*) Las conexiones con soldaduras en ángulo deberán calcularse de acuerdo con el apartado 4.10.	

- (5) Las conexiones con elementos de arriostramiento sometidas a flexión compuesta deberán cumplir:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \frac{M_{ip,i,Ed}}{N_{ip,i,Rd}} + \frac{M_{op,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1,0 \quad (7.4)$$

donde:

$M_{ip,i,Rd}$ es el momento resistente de cálculo dentro de su plano

$M_{ip,i,Ed}$ es el momento de cálculo dentro de su plano

$M_{op,i,Rd}$ es el momento resistente de cálculo fuera de su plano

$M_{op,i,Ed}$ es el momento de cálculo fuera de su plano.

- (6) El momento resistente de cálculo $M_{i,Ed}$ puede tomarse como el valor en el punto, donde el eje del elemento de arriostramiento se encuentra con la cara del cordón tubular.

- (7) Para uniones sin reforzar, los momentos resistentes de cálculo dentro y fuera del plano $M_{i,Rd}$ deberán obtenerse a partir de las tablas A26.7.13 ó A26.7.14, según corresponda. Para uniones reforzadas véase el apartado 7.5.2.2.

- (8) Los tipos especiales de uniones soldadas indicadas en las tablas A26.7.15 y A26.7.16, deberán satisfacer los criterios de cálculo apropiados para cada tipo de tabla.

7.5.2.2 Uniones reforzadas

- (1) Pueden emplearse varios tipos de uniones reforzadas. El tipo más adecuado depende del modo de fallo que, en ausencia del refuerzo, gobierne la resistencia de cálculo de la unión.

- (2) Las chapas de refuerzo de un ala pueden emplearse para aumentar la resistencia de la unión cuando la rotura se produce en la cara del cordón tubular, por punzonamiento o rotura del elemento de arriostramiento con el ancho eficaz reducido.

- (3) Pueden emplearse un par de chapas laterales para reforzar la unión contra la rotura de la cara lateral del cordón o por fallo a cortante del cordón.

- (4) Para evitar el solape parcial de los elementos de arriostramiento en una unión en K o en N, éstos pueden soldarse a un rigidizador vertical.

- (5) Podrá emplearse también cualquier combinación de los tipos de refuerzo de uniones mencionados anteriormente.

- (6) La calidad del acero empleado para el refuerzo no deberá ser menor que la del cordón.

- (7) La resistencia de cálculo de las uniones reforzadas deberá determinarse empleando las tablas A26.17 y A26.7.18.

Tabla A26.7.14 Momentos resistentes de cálculo de uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PTR y cordones de PTR

Uniones en T y X	Resistencia de cálculo
Momentos en su plano ($\theta = 90^\circ$)	<p>Rotura de la cara del elemento tubular $\beta \leq 0,85$</p> $M_{ip,1,Rd} = k_n f_{y0} t_0^2 h_1 \left(\frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{1-\beta} \right) / \gamma_{M5}$ <p>Rotura de la cara lateral del cordón $0,85 < \beta \leq 1,0$</p> $M_{ip,1,Rd} = 0,5 f_{yk} t_0 (h_1 + 5t_0)^2 / \gamma_{M5}$ <p>$f_{yk} = f_{y0}$ para uniones en T $f_{yk} = 0,8 f_{y0}$ para uniones en X</p> <p>Rotura del elemento de arriostramiento $0,85 < \beta \leq 1,0$</p> $M_{ip,1,Rd} = f_{y1} (W_{pl,1} - (1 - b_{eff}/b_1) b_1 (h_1 - t_1) t_1) / \gamma_{M5}$
Momentos fuera de su plano ($\theta = 90^\circ$)	<p>Rotura de la cara del elemento tubular $\beta \leq 0,85$</p> $M_{op,1,Rd} = k_n f_{y0} t_0^2 \left(\frac{h_1(1+\beta)}{2(1-\beta)} + \sqrt{\frac{2b_0 b_1 (1+\beta)}{1-\beta}} \right) / \gamma_{M5}$ <p>Rotura de la cara lateral del cordón $0,85 < \beta \leq 1,0$</p> $M_{op,1,Rd} = f_{yk} t_0 (b_0 - t_0) (h_1 + 5t_0) / \gamma_{M5}$ <p>$f_{yk} = f_{y0}$ para uniones en T $f_{yk} = 0,8 f_{y0}$ para uniones en X</p> <p>Rotura del tubo por distorsión (solo uniones en T) *)</p> $M_{op,1,Rd} = 2 f_{y0} t_0 (h_1 t_0 + \sqrt{b_0 h_0 t_0 (b_0 + h_0)}) / \gamma_{M5}$ <p>Rotura del elemento de arriostramiento $0,85 < \beta \leq 1,0$</p> $M_{op,1,Rd} = f_{y1} (W_{pl,1} - 0,5(1 - b_{eff}/b_1)^2 b_1^2 t_1) / \gamma_{M5}$
Parámetros b_{eff} y k_n	$b_{eff} = \frac{10}{b_0/t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{y1} t_1} b_1$ <p>si $b_{eff} \leq b_1$</p> <p>para $n > 0$ (compresión): $k_n = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta}$ si $k_n \leq 1,0$ para $n \leq 0$ (tracción): $k_n = 1,0$</p>
*) Este criterio no se aplica donde la rotura del tubo por distorsión se evite por otros medios.	

Tabla A26.7.15 Criterios de cálculo para tipos especiales de uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PTR y cordones de PTR

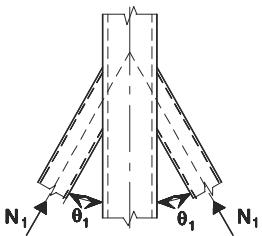
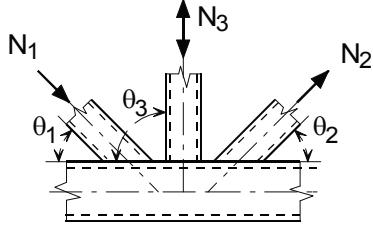
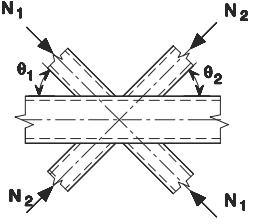
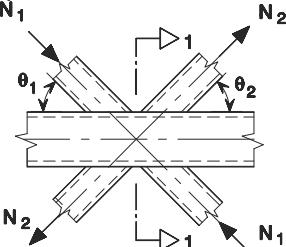
Tipo de unión	Criterios de cálculo
Los esfuerzos pueden ser de tracción o de compresión actuando en la misma dirección en ambos elementos.	$N_{1,Ed} \leq N_{1,Rd}$ donde $N_{1,Rd}$ es el valor de $N_{1,Rd}$ para una unión en X a partir de la tabla A26.7.11. 
El elemento 1 estará siempre comprimido y el 2 siempre traccionado.	$N_{1,Ed} \operatorname{sen}\theta_1 + N_{3,Ed} \operatorname{sen}\theta_3 \leq N_{1,Rd} \operatorname{sen}\theta_1$ $N_{2,Ed} \operatorname{sen}\theta_2 \leq N_{1,Rd} \operatorname{sen}\theta_1$ donde $N_{1,Rd}$ es el valor de $N_{1,Rd}$ para una unión en K a partir de la tabla A26.7.12, pero con $\frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b_0}$ sustituido por: $\frac{b_1 + b_2 + b_3 + h_1 + h_2 + h_3}{6b_0}$ 
Todos los elementos de arriostramiento deberán estar comprimidos o traccionados.	$N_{1,Ed} \operatorname{sen}\theta_1 + N_{2,Ed} \operatorname{sen}\theta_2 \leq N_{x,Rd} \operatorname{sen}\theta_x$ donde $N_{x,Rd}$ es el valor de $N_{x,Rd}$ para una unión en X a partir de la tabla A26.7.11, y $N_{x,Rd} \operatorname{sen}\theta_x$ es el mayor de: $ N_{1,Rd} \operatorname{sen}\theta_1 $ y $ N_{2,Rd} \operatorname{sen}\theta_2 $ 
El elemento 1 estará siempre comprimido y el 2 siempre traccionado.	$N_{i,Ed} \leq N_{i,Rd}$ donde $N_{i,Rd}$ es el valor de $N_{i,Rd}$ para una unión en K a partir de la tabla A26.7.12. En uniones con holgura, en la sección 1-1 del cordón de la figura deberá cumplir además: $\left[\frac{N_{0,Ed}}{N_{pl,0,Rd}} \right]^2 + \left[\frac{V_{0,Ed}}{V_{pl,0,Rd}} \right]^2 \leq 1,0$ 

Tabla A26.7.16 Criterios de cálculo para uniones soldadas acodadas y uniones con un cordón acodado de PTR

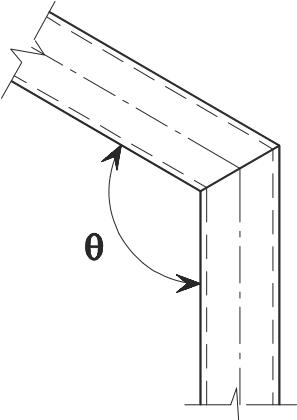
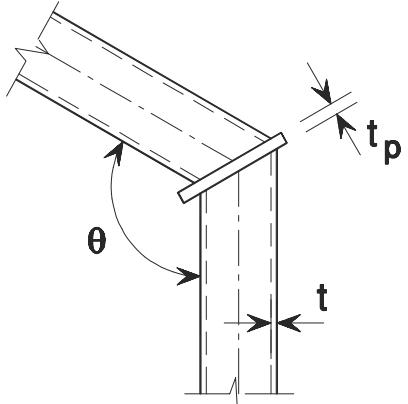
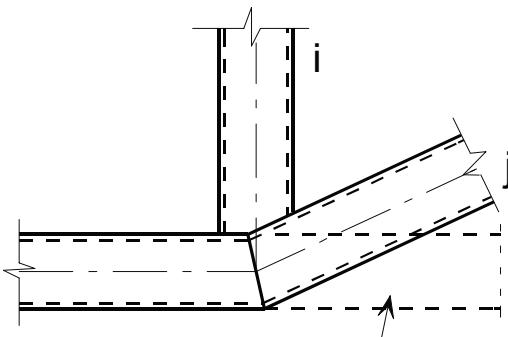
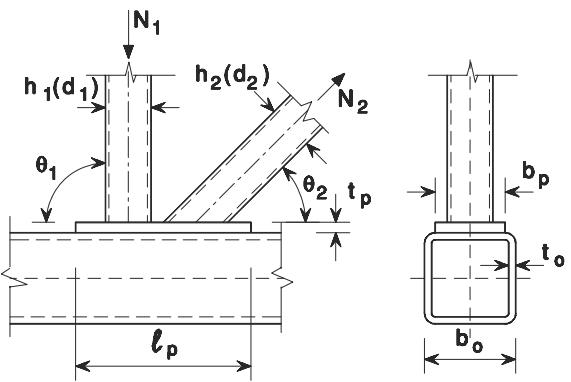
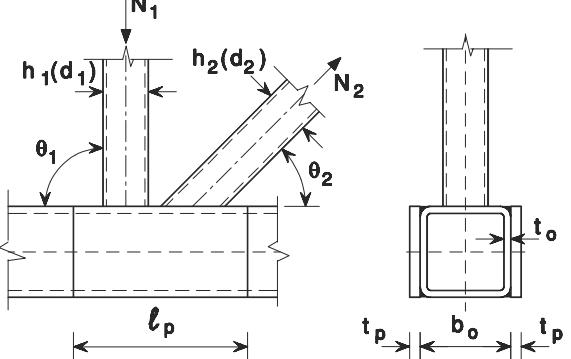
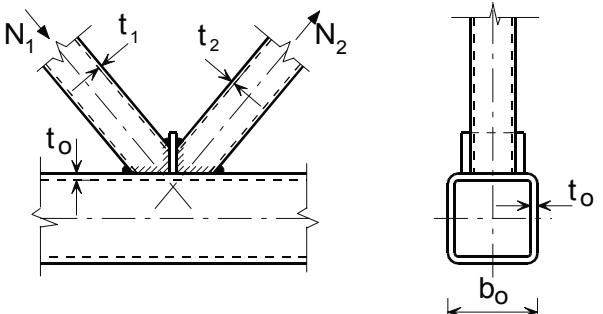
Tipo de unión	Criterios
Uniones soldadas acodadas	
	<p>La sección transversal debería ser de Clase 1 para flexión pura, véase el Anexo 22.</p> $N_{ed} \leq 0,2N_{pl,Rd}$ <p>y</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq K$ <p>Si $\theta \leq 90^\circ$: $K = \frac{3\sqrt{b_0/h_0}}{[b_0/t_0]^{0.8}} + \frac{1}{1+2b_0/h_0}$</p> <p>Si $90^\circ < \theta \leq 180^\circ$: $K = 1 - (\sqrt{2} \cos(\theta/2))(1 - K_{90})$</p> <p>donde K_{90} es el valor de K para $\theta = 90^\circ$.</p>
	$t_p \geq 1,5t \text{ y } t \geq 10 \text{ mm}$ $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$
Cordón acodado	
 <p>Extensión imaginaria del cordón</p>	$N_{i,Ed} \leq N_{i,Rd}$ <p>donde $N_{i,Rd}$ es el valor de $N_{i,Rd}$ para una unión en K o N con solape de acuerdo con la tabla A26.7.12.</p>

Tabla A26.7.17 Resistencias de cálculo de uniones en T, Y y X soldadas entre elementos de arriostramiento de PTR o PTC y cordones de PTR

Tipo de unión	Resistencia de cálculo [$i = 1$]
Reforzada con chapas en el ala para evitar la rotura de la cara del cordón tubular, rotura del elemento de arriostramiento o fallo por punzonamiento.	
Tracción	$\beta_p \leq 0,85$
	$l_p \geq \frac{h_1}{\operatorname{sen} \theta_1} + \sqrt{b_p(b_p - h_1)}$ con $b_p \geq b_0 - 2t_0$ y $t_p \geq 2t_1$ $N_{1,Rd} = \frac{f_{yp} t_p^2}{(1 - b_1/b_p) \operatorname{sen} \theta_1} \cdot \left(\frac{2h_1/b_p}{\operatorname{sen} \theta_1} + 4\sqrt{1 - b_1/b_p} \right) / \gamma_{M5}$
Compresión	$\beta_p \leq 0,85$
	$l_p \geq \frac{h_1}{\operatorname{sen} \theta_1} + \sqrt{b_p(b_p - h_1)}$ Escriba aquí la ecuación. con $b_p \geq b_0 - 2t_0$ y $t_p \geq 2t_1$ <p>Se toma $N_{1,Rd}$ como el valor de $N_{1,Rd}$ para una unión en T, X o Y a partir de la tabla A26.7.11, pero con $k_n = 1,0$ y sustituyendo t_0 por t_p únicamente para la rotura de la cara del elemento tubular, la rotura del elemento de arriostramiento y fallo por punzonamiento.</p>
Reforzada con chapas laterales para evitar el pandeo de la cara lateral del cordón o la rotura de la cara lateral del cordón por esfuerzo cortante.	
	$l_p \geq 1,5h_1 / \operatorname{sen} \theta_1$ con $t_p \geq 2t_1$ <p>Se toma $N_{1,Rd}$ como el valor de $N_{1,Rd}$ para una unión en T, X o Y a partir de la tabla A26.7.11, pero sustituyendo t_0 por $(t_0 + t_p)$ únicamente para la abolladura de la cara lateral del cordón y rotura de la cara lateral del cordón por cortante.</p>

Tabla A26.7.18 Resistencias de cálculo de uniones en K y en N soldadas y reforzadas entre elementos de arriostramiento de PTR o PTC y cordones de PTR

Tipo de unión	Resistencia de cálculo [$i = 1$ o 2]
Reforzada con chapas en el ala para evitar la rotura de la cara del elemento tubular, la rotura del elemento de arriostramiento o fallo por punzonamiento.	 $l_p \geq 1,5 \left(\frac{h_1}{\operatorname{sen} \theta_1} + g + \frac{h_2}{\operatorname{sen} \theta_2} \right)$ $b_p \geq b_0 - 2t_0$ $t_p \geq 2t_1 \text{ y } 2t_2$ <p>Se toma $N_{i,Rd}$ como el valor de $N_{i,Rd}$ para una unión en K o N a partir de la tabla A26.7.12, pero sustituyendo t_0 por t_p únicamente para la rotura de la cara del cordón tubular, rotura del elemento de arriostramiento y fallo por punzonamiento.</p>
Reforzada con un par de chapas laterales para evitar la rotura del cordón por cortante.	 $l_p \geq 1,5 \left(\frac{h_1}{\operatorname{sen} \theta_1} + g + \frac{h_2}{\operatorname{sen} \theta_2} \right)$ <p>Se toma $N_{i,Rd}$ como el valor de $N_{i,Rd}$ para una unión en K o N a partir de la tabla A26.7.12, pero sustituyendo t_0 por $(t_0 + t_p)$ únicamente para rotura del cordón por cortante.</p>
Reforzada con una placa vertical de rigidización entre los elementos de arriostramiento a causa del solape insuficiente.	 $t_p \geq 2t_1 \text{ y } 2t_2$ <p>Se toma $N_{i,Rd}$ como el valor de $N_{i,Rd}$ de una unión en K o N con solape a partir de la tabla A26.7.12 con $\lambda_{ov} < 80\%$, pero sustituyendo b_j, t_j y f_{yj} por b_p, t_p y f_{yp} en la expresión de $b_{e,ov}$ recogida en la tabla A26.7.10.</p>

7.5.3 Uniones espaciales

- (1) En cada plano de una unión espacial, deberán satisfacerse los criterios de cálculo dados en el apartado 7.5.2 mediante el empleo de la resistencia reducida de cálculo obtenida a partir del apartado 7.5.3(2).
- (2) La resistencia de cálculo para cada plano de una unión espacial, deberá determinarse aplicando el coeficiente de reducción μ , dado en la tabla A26.7.19, para la resistencia de la correspondiente unión plana, calculada de acuerdo con el apartado 7.5.2 con la carga apropiada del cordón en la situación de unión espacial.

Tabla A26.7.19 Coeficientes de reducción para uniones espaciales

Tipo de unión	Factor de reducción μ
Unión en TT El elemento 1 puede estar traccionado o comprimido.	$60^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$ $\mu = 0,9$
Unión en XX Los elementos 1 y 2 pueden estar traccionados o comprimidos. $N_{2,Ed}/N_{1,Ed}$ es negativo, si uno de los elementos está traccionado y el otro comprimido.	$\mu = 0,9(1 + 0,33N_{2,Ed} / N_{1,Ed})$ teniendo en cuenta el signo de $N_{1,Ed}$ y $N_{2,Ed}$ donde $ N_{2,Ed} \leq N_{1,Ed} $ $\mu = 0,9(1 + 0,33N_{2,Ed} / N_{1,Ed})$ teniendo en cuenta el signo de $N_{1,Ed}$ y $N_{2,Ed}$ donde $ N_{2,Ed} \leq N_{1,Ed} $
Unión en KK	$60^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$ $\mu = 0,9$ Siempre que, en uniones espaciadas, en la sección 1-1 del cordón de la figura deberá cumplirse además: $\left[\frac{N_{0,Ed}}{N_{pl,0,Rd}} \right]^2 + \left[\frac{V_{0,Ed}}{V_{pl,0,Rd}} \right]^2 \leq 1,0$

7.6 Uniones soldadas entre elementos de arriostramiento con PTC o PTR y cordones con perfiles en I o H

(1) Siempre que la geometría de la unión esté dentro del rango de validez dado en la tabla A26.7.20, las resistencias de cálculo deberán determinarse empleando las expresiones dadas en la tabla A26.7.21 ó A26.7.22, según corresponda.

Tabla A26.7.20 Rango de validez para uniones soldadas entre elementos de arriostramiento con PTC o PTR y cordones con perfiles en I o H

Tipo de unión	Parámetros de unión [$i = 1 \text{ ó } 2, j = \text{arriostramiento solapado}$]						
	d_w/t_w	b_i/t_i y h_i/t_i ó d_i/t_i	Compresión	Tracción	h_i/b_i	b_0/t_f	b_i/b_j
X	Clase 1 y $d_w \leq 400 \text{ mm}$	Clase 1 ó 2 y	$\frac{h_i}{t_i} \leq 35$	$\frac{h_i}{t_i} \leq 35$	$\geq 0,5$ si $\leq 2,0$	-	-
T o Y K con holgura N con holgura	Clase 1 ó 2 y $d_w \leq 400 \text{ mm}$	$\frac{h_i}{t_i} \leq 35$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$	1,0	Clase 1 ó 2	-
K con solape N con solape $25\% \leq \lambda_{ov} \leq \lambda_{ov,lim}^{(1)}$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$	$\geq 0,5$ si $\leq 2,0$	$\geq 0,75$		
<p>¹⁾ $\lambda_{ov,lim} = 60\%$ en el caso de que la zona oculta del elemento de arriostramiento solapado no esté soldada, y el 80% en el caso de que la zona oculta del elemento de arriostramiento esté soldada. Si el solape supera $\lambda_{ov,lim}$ o si los elementos de arriostramiento son secciones rectangulares con $h_i < b_i$ y/o $h_j < b_j$, la conexión entre los elementos de arriostramiento y la cara del cordón tubular debe comprobarse a cortante.</p>							

(2) Para uniones dentro del rango de validez dado en la tabla A26.7.20, solo será necesario considerar los modos de fallo cubiertos en la tabla correspondiente. La resistencia de cálculo de una unión deberá tomarse como el mínimo valor de todos los criterios aplicables.

(3) Para uniones que estén fuera del rango de validez dado en la tabla A26.7.20, deberán considerarse todos los modos de fallo dados en el apartado 7.2.2. Adicionalmente, deberán tenerse en cuenta los momentos hiperestáticos causados en las uniones por su rigidez al giro.

(4) En las uniones de elementos de arriostramiento sometidos únicamente a axiles, el axil de cálculo $N_{i,Ed}$, no deberá superar el valor de la resistencia de cálculo de la unión soldada $N_{i,Rd}$ determinada a partir de la tabla A26.7.21.

(5) Las uniones de los elementos de arriostramiento sometidos a la combinación de axiles y flectores deberán cumplir:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} \leq 1,0 \quad (7.5)$$

donde:

$M_{ip,i,Rd}$ es el momento resistente de cálculo dentro de su plano

$M_{ip,i,Ed}$ es el momento de cálculo dentro de su plano.

Tabla A26.7.21 Resistencias de cálculo de uniones soldadas entre elementos de arriostramientos de PTR o PTC y cordones con perfiles en I o H

Tipo de unión	Resistencia de cálculo [$i = 1$ ó 2 , j = arriostramiento solapado]
Uniones en T, Y y X	<p>Plastificación del alma del cordón</p> <p>$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0}t_w b_w}{\operatorname{sen}\theta_1} / \gamma_{M5}$</p> <p>Rotura del elemento de arriostramiento</p> <p>$N_{1,Rd} = 2f_{yi}t_1 p_{eff} / \gamma_{M5}$</p>
Uniones en K y N con holgura [$i = 1$ ó 2]	<p>Plastificación del alma del cordón</p> <p>$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0}t_w b_w}{\operatorname{sen}\theta_1} / \gamma_{M5}$</p> <p>Rotura del elemento de arriostramiento</p> <p>$N_{i,Rd} = 2f_{yi}t_i p_{eff} / \gamma_{M5}$</p> <p>Rotura del cordón por cortante</p> <p>$N_{i,Rd} = \frac{f_{y0}A_v}{\sqrt{3}\operatorname{sen}\theta_i} / \gamma_{M5}$</p> <p>$N_{0,Rd} = \left[(A_0 - A_v)f_{y0} + A_v f_{y0} \sqrt{1 - (V_{Ed}/V_{p1,Rd})^2} \right] / \gamma_{M5}$</p>
Uniones en K y N con solape ^{*)} [$i = 1$ ó 2]	<p>Rotura del elemento de arriostramiento $25\% \leq \lambda_{ov} < 50\%$</p> <p>Los elementos i y j pueden estar traccionados o comprimidos.</p> <p>$N_{i,Rd} = f_{yi}t_i(p_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i\lambda_{ov}/50 - 4t_i) / \gamma_{M5}$</p> <p>Rotura del elemento de arriostramiento $50\% \leq \lambda_{ov} < 80\%$</p> <p>$N_{i,Rd} = f_{yi}t_i(p_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i) / \gamma_{M5}$</p> <p>Rotura del elemento de arriostramiento $\lambda_{ov} \geq 80\%$</p> <p>$N_{i,Rd} = f_{yi}t_i(b_i + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i) / \gamma_{M5}$</p>
$A_v = A_0 - (2 - \alpha)b_0t_f + (t_w + 2r)t_f$ Para elementos de arriostramientos de PTR: $\alpha = \sqrt{\frac{I}{(I + 4g^2/(3t_f^2))}}$ Para elementos de arriostramientos de PTC: $\alpha = 0$	$p_{eff} = t_w + 2r + 7t_f f_{y0} / f_{yi}$ pero para uniones en T, Y, X y uniones en K y N con holgura: $p_{eff} \leq b_i + h_i - 2t_i$ y para uniones en K y N con solape: $p_{eff} \leq b_i$ $b_{e,ov} = \frac{10}{b_j/t_j} \frac{f_{yj}t_j}{f_{yi}t_i} b_i$ y $b_{e,ov} \leq b_i$ $b_w = \frac{h_i}{\operatorname{sen}\theta_i} + 5(t_f + r)$ y $b_w \leq 2t_i + 10(t_f + r)$
Para elementos de arriostramientos de PTC, se multiplicarán las resistencias anteriores para rotura del arriostramiento por $\pi/4$ sustituyendo, b_1 y h_1 por d_1 , y b_2 y h_2 por d_2 , excepto para la resistencia a esfuerzo cortante del cordón.	

^{*)} Solo es necesario comprobar el elemento de arriostramiento que solapa i . La eficiencia (es decir, la resistencia de cálculo de la unión dividida entre la resistencia plástica de cálculo del elemento de arriostramiento) del elemento de arriostramiento solapado j deberá tomarse igual al elemento de arriostramiento que solapa. Véase también la tabla A26.7.20.

- (6) El momento de cálculo $M_{i,Ed}$, puede tomarse como el valor en el punto donde el eje del elemento de arriostramiento se encuentra con la cara del cordón tubular.

(7) El momento resistente de cálculo en su plano $M_{ip,1,Rd}$, deberá obtenerse a partir de la tabla A26.7.22.

(8) Si se emplean rigidizadores en los tubos (véase la figura A26.7.7), la resistencia de cálculo a rotura del elemento de arriostramiento $N_{i,Rd}$ para uniones en T-, X-, Y-o K con holgura y uniones en N con holgura (tabla A26.7.22) se determinará como sigue:

$$N_{i,Rd} = 2f_{yi}t_i(b_{eff} + b_{eff,s})/\gamma_{M5} \quad (7.6)$$

donde:

$$b_{eff} = t_w + 2r + 7t_f f_{y0}/f_{yi} \quad \text{si } \leq b_i + h_i - 2t_i$$

$$b_{eff,s} = t_s + 2a + 7t_f f_{y0}/f_{yi} \quad \text{si } \leq b_i + h_i - 2t_i$$

$$b_{eff} + b_{eff,s} \leq b_i + h_i - 2t_i$$

donde:

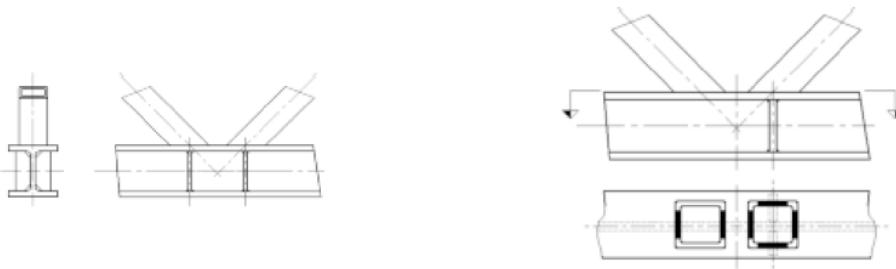
a es el espesor de la garganta de la soldadura del rigidizador, $2a$ se sustituirá por a si se emplean soldaduras en ángulo solo a un lado

s hace referencia al rigidizador.

(9) Los rigidizadores deberán tener al menos el mismo espesor que el alma de la sección en I.

Tabla A26.7.22 Momentos resistentes de cálculo de uniones soldadas entre elementos de arriostramiento con perfiles tubulares rectangulares y cordones con perfiles en I o en H

Tipo de unión	Resistencia de cálculo [$i = 1$ ó 2 , j = arriostramiento solapado]
Uniones en T e Y	Plastificación del alma del cordón
	$M_{ip,1,Rd} = 0,5f_{y0}t_w b_w(h_l - t_l)/\gamma_{M5}$ Rotura del elemento de arriostramiento
	$M_{ip,1,Rd} = f_{yl}t_l p_{eff}h_z/\gamma_{M5}$
Parámetros p_{eff} y b_w	
$p_{eff} = t_w + 2r + 7t_f f_{y0}/f_{y1}$ si $p_{eff} \leq b_1 + h_1 - 2t_1$	$b_w = \frac{h_1}{\operatorname{sen}\theta_1} + 5(t_f + r) \quad \text{si } b_w \leq 2t_1 + 10(t_f + r)$



Perímetro eficaz del arriostramiento, sin (izquierda)

y con (derecha) rigidizadores

Figura A26.7.7 Rigidizadores para cordones con perfiles en I

7.7 Uniones soldadas entre elementos de arriostramiento de PTC o PTR y cordones de perfiles de sección en U

- (1) Siempre que la geometría de las uniones esté dentro del rango de validez dado en la tabla A26.7.23, las resistencias de cálculo de las uniones soldadas entre elementos de arriostramiento con perfiles tubulares y cordones de secciones en U, pueden determinarse empleando la tabla A26.7.24.
- (2) Deberán tenerse en cuenta los momentos hiperestáticos en las uniones causados por la rigidez a flexión.
- (3) En una unión con holgura, la resistencia de cálculo de la sección transversal de un cordón $N_{0,Rd}$, deberá determinarse teniendo en cuenta el cortante transmitido por el cordón entre los elementos de arriostramientos, despreciando los momentos hiperestáticos asociados. Su comprobación deberá ser acorde con el Anejo 22.

Tabla A26.7.23 Rango de validez para uniones soldadas entre elementos de arriostramiento con PTC o PTR y cordones de sección en U

Tipo de unión	Parámetros de unión [$i = 1$ ó 2 , $j = \text{arriostramiento superpuesto}$]				
	b_i/b_0	b_i/t_i y h_i/t_i ó d_i/t_i	Tracción	h_i/b_i	b_0/t_0
		Compresión			Con holgura o con solape b_i/b_j
K con holgura N con holgura	$\geq 0,4$ y $b_0 \leq 400 \text{ mm}$	Clase 1 ó 2 y $\frac{h_i}{t_i} \leq 35$ $\frac{b_i}{t_i} \leq 35$	$\frac{h_i}{t_i} \leq 35$ $\frac{b_i}{t_i} \leq 35$	$\geq 0,5$ si $\leq 2,0$	Clase 1 ó 2 $0,5(1 - \beta^*) \leq g/b_0^* \leq 1,5(1 - \beta^*)^1)$ $g \geq t_1 + t_2$
		$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$ $\frac{d_i}{t_i} \leq 50$			
K con solape N con solape	$\geq 0,25$ y $b_0 \leq 400 \text{ mm}$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$			$25\% \leq \lambda_{ov} < \lambda_{ov,lim}^2)$ $b_i/b_j \geq 0,75$

$\beta^* = b_1/b_0^*$
 $b_0^* = b_0 - 2(t_w + r_0)$

¹⁾ Esta condición solo se aplicará cuando $\beta \leq 0,85$.
²⁾ $\lambda_{ov,lim} = 60\%$ en el caso de que la zona oculta del elemento de arriostramiento solapado no esté soldada, y el 80% en el caso de que la zona oculta del elemento de arriostramiento esté soldada. Si el solape supera $\lambda_{ov,lim}$ o si los elementos de arriostramiento son secciones rectangulares con $h_i < b_i$ y/o $h_j < b_j$, la conexión entre los elementos de arriostramiento y la cara del cordón tubular debe comprobarse a cortante.

Tabla A26.7.24 Resistencias de cálculo para uniones soldadas entre elementos de arriostramiento con PTR o PTC y cordones con perfiles de sección en U

Tipo de unión	Resistencia de cálculo [$i = 1$ o 2 , $j =$ arriostramiento solapado]
Uniones en K y N con holgura	<p>Rotura del elemento de arriostramiento</p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i (b_i + b_{eff} + 2h_i - 4t_i) / \gamma_{M5}$ <p>Rotura del cordón tubular</p> $N_{i,Rd} = \frac{f_{y0} A_v}{\sqrt{3} \operatorname{sen} \theta_i} / \gamma_{M5}$ $N_{0,Rd} = \left[(A_0 - A_v) f_{y0} + A_v f_{y0} \sqrt{1 - (V_{Ed} / V_{pl,Rd})^2} \right] / \gamma_{M5}$
Uniones en K y N con solape *)	<p>Rotura del elemento de arriostramiento $25\% \leq \lambda_{ov} < 50\%$</p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i \left(b_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i \frac{\lambda_{ov}}{50} - 4t_i \right) / \gamma_{M5}$ <p>Rotura del elemento de arriostramiento $50\% \leq \lambda_{ov} < 80\%$</p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i (b_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i) / \gamma_{M5}$ <p>Rotura del elemento de arriostramiento $\lambda_{ov} \geq 80\%$</p> $N_{i,Rd} = f_{yi} t_i (b_i + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i) / \gamma_{M5}$
$A_v = A_0 - (1 - \alpha) b_0^* t_0$ $b_0^* = b_0 - 2(t_w + r_0)$ Para PTR: $\alpha = \sqrt{\frac{1}{(1+4g^2/3t_f^2)}}$ Para PTC: $\alpha = 0$ $V_{pl,Rd} = \frac{f_{y0} A_v}{\sqrt{3}} / \gamma_{M5}$ $V_{Ed} = (N_{i,Ed} \operatorname{sen} \theta_i)_{max}$	$b_{eff} = \frac{10}{b_0^*/t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{yi} t_i} b_i \quad \text{si} \quad b_{eff} \leq b_i$ $b_{e,ov} = \frac{10}{b_j/t_j} \frac{f_{yj} t_j}{f_{yi} t_i} b_i \quad \text{si} \quad b_{e,ov} \leq b_i$
Para elementos de arriostramiento con PTC se multiplicarán las resistencias anteriores por $\pi/4$ sustituyendo b_1 y h_1 por d_1 , y b_2 y h_2 por d_2 , excepto para resistencia a esfuerzo cortante del cordón.	
*) Solo será necesario comprobar el elemento de arriostramiento que solapa i . La eficiencia (es decir, la resistencia de cálculo de la unión dividida por la resistencia plástica de cálculo del elemento de arriostramiento) del elemento de arriostramiento solapado j , deberá tomarse igual al elemento de arriostramiento que solapa.	

ANEJO 27**Proyecto de estructuras de acero. Fatiga****Contenido****1 GENERALIDADES.**

- 1.1 ALCANCE.
- 1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA.
- 1.3 TÉRMINOS Y DEFINICIONES.

1.3.1 Generalidades.

- 1.3.1.1 Fatiga.
- 1.3.1.2 Tensión nominal.
- 1.3.1.3 Tensión nominal modificada.
- 1.3.1.4 Tensión geométrica (tensión de punto caliente).
- 1.3.1.5 Tensión residual.

1.3.2 Parámetros de las cargas de fatiga.

- 1.3.2.1 Proceso de carga.
- 1.3.2.2 Historia de tensiones.
- 1.3.2.3 Método de la gota de agua.
- 1.3.2.4 Método de vaciado del depósito.
- 1.3.2.5 Rango de tensiones.
- 1.3.2.6 Espectro de respuesta de un rango de tensiones.
- 1.3.2.7 Espectro de cálculo.
- 1.3.2.8 Vida útil.
- 1.3.2.9 Vida de fatiga.
- 1.3.2.10 Sumatorio de Miner.
- 1.3.2.11 Rango de tensiones de amplitud constante equivalente.
- 1.3.2.12 Carga de fatiga.
- 1.3.2.13 Carga de fatiga de amplitud constante equivalente.

1.3.3 Resistencia a la fatiga.

- 1.3.3.1 Curva de resistencia a fatiga.
- 1.3.3.2 Categoría de detalle.
- 1.3.3.3 Fatiga límite sometida a amplitud constante.
- 1.3.3.4 Umbral de daño.
- 1.3.3.5 Número de ciclos.
- 1.3.3.6 Resistencia de referencia a fatiga.

1.4 NOTACIONES.**2 REQUISITOS BÁSICOS Y METODOLOGÍA.****3 MÉTODOS DE ANÁLISIS.****4 TENSIONES DEBIDAS A ACCIONES DE FATIGA.****5 CÁLCULO DE TENSIONES.****6 CÁLCULO DE LOS RANGOS DE TENSIONES.**

- 6.1 GENERALIDADES.
- 6.2 VALOR DE CÁLCULO DEL RANGO DE TENSIONES NOMINALES.
- 6.3 VALOR DE CÁLCULO DEL RANGO MODIFICADO DE TENSIONES NOMINALES.
- 6.4 VALOR DE CÁLCULO DEL RANGO DE TENSIÓN PARA UNIONES SOLDADAS DE LAS SECCIONES HUECAS.
- 6.5 VALOR DE CÁLCULO DE LOS RANGOS DE TENSIONES GEOMÉTRICAS (PUNTO CALIENTE).

7 RESISTENCIA A FATIGA.

- 7.1 GENERALIDADES.
- 7.2 MODIFICACIONES DE LA RESISTENCIA A LA FATIGA.

7.2.1 *Detalles en compresión sin soldaduras o con soldaduras sometidas a tratamiento de relajación de tensiones.*

7.2.2 *Efecto del tamaño.*

8 COMPROBACIÓN A FATIGA.**APÉNDICE A RECOMENDACIONES PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LAS CARGAS DE FATIGA Y MÉTODOS DE COMPROBACIÓN.**

- A.1 DETERMINACIÓN DE LOS PROCESOS DE CARGAS.
- A.2 HISTORIAL DE TENSIONES PARA LOS DETALLES.
- A.3 RECUENTO DE CICLOS.
- A.4 ESPECTRO DEL RANGO DE TENSIONES.
- A.5 CICLOS PARA LA ROTURA.
- A.6 FORMATOS DE COMPROBACIÓN.
- A.7 CÁLCULO DE LAS CARRERAS DE TENSIONES.

APÉNDICE B RECOMENDACIONES PARA LA RESISTENCIA A FATIGA EMPLEANDO EL MÉTODO DE LAS TENSIONES GEOMÉTRICAS (PUNTO CALIENTE).

1 Generalidades

1.1 Alcance

(1) Este anexo especifica los métodos para el análisis de la resistencia a fatiga de los elementos estructurales, conexiones y las uniones sometidas a cargas de fatiga.

(2) Estos métodos se basan en ensayos a fatiga con probetas a gran escala que incluyen efectos debidos a imperfecciones geométricas y estructurales debidas a la producción y la ejecución del material (por ejemplo los efectos de las tolerancias y tensiones residuales procedentes de la soldadura).

NOTA 1: Para tolerancias, véase Anejo 16 del Código Estructural.

(3) Las reglas son aplicables a estructuras cuya ejecución sea conforme con el Capítulo 21 del Código Estructural.

NOTA: Cuando corresponda, se indicarán los requisitos complementarios en las tablas de las categorías de detalle.

(4) Los métodos de evaluación establecidos en este anexo son aplicables a todas las calidades de aceros estructurales, aceros inoxidables y aceros pasivados no protegidos excepto cuando se indique lo contrario en las tablas de categorías de detalle. Este anexo se aplica únicamente a materiales que cumplan con los requisitos de tenacidad del Anejo 28 del Código Estructural.

(5) Los métodos de evaluación a la fatiga distintos de los métodos de la curva $\Delta\sigma_R - N$, como los métodos de la deformación del entallado o de la mecánica de fractura no se consideran en este anexo.

(6) En este anexo no se consideran tratamientos posteriores a la fabricación de mejora de la resistencia a fatiga distintos de la relajación de tensiones.

(7) Las resistencias a fatiga especificadas en este anexo se aplican a estructuras que trabajan bajo condiciones atmosféricas normales, con la suficiente protección a la corrosión y un mantenimiento regular. No se cubren los efectos de la corrosión por agua salada. Tampoco se cubren los daños microestructurales producidos por altas temperaturas ($>150^\circ\text{C}$).

1.2 Normativa de referencia

Las normas citadas en este anexo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

1.3 Términos y definiciones

(1) Este anexo aplica las siguientes definiciones y términos.

1.3.1 Generalidades

1.3.1.1 Fatiga

Proceso de iniciación y propagación de fisuras a través de un elemento estructural debido a la acción de una variación cíclica de tensiones.

1.3.1.2 Tensión nominal

La tensión en el material base o en una soldadura adyacente a una fisura potencial, calculada acorde con la teoría de la elasticidad excluyendo los efectos de concentración de tensiones.

NOTA: La tensión nominal especificada en esta parte puede ser una tensión normal, tangencial, principal o equivalente.

1.3.1.3 Tensión nominal modificada

La tensión nominal multiplicada por un coeficiente correspondiente de concentración tensional k_f para considerar el efecto de una discontinuidad geométrica que no se ha tenido en cuenta dentro de la clasificación de un detalle constructivo en particular.

1.3.1.4 Tensión geométrica (tensión de punto caliente)

La máxima tensión principal en el material base adyacente al cordón de soldadura, teniendo en cuenta los efectos de concentración de las tensiones debidos a toda la geometría de un detalle constructivo en particular.

NOTA: Los efectos de concentración local de tensiones, por ejemplo las soldaduras en forma de perfil (incluido en las categorías de detalle descritas en el Apéndice B) no necesitan considerarse.

1.3.1.5 Tensión residual

Una tensión residual consiste en un estado permanente de tensiones en una estructura la cual se encuentra en equilibrio estático y es independiente de la acción aplicada. Las tensiones residuales pueden surgir de la laminación, procesos de corte, contracciones debidas a la soldadura o a la falta de ajuste entre elementos estructurales o por plastificaciones parciales provocadas por cualquier sobrecarga.

1.3.2 Parámetros de las cargas de fatiga

1.3.2.1 Proceso de carga

Secuencia de cargas definidas aplicadas sobre la estructura provocando un historial de cargas, normalmente repetidas un número definido de veces en la vida de la estructura.

1.3.2.2 Historia de tensiones

Registro o cálculo de la variación tensional de un punto particular de la estructura durante un proceso de carga.

1.3.2.3 Método de la gota de agua

Es un método particular de recuento de ciclos para producir el espectro de un rango de tensiones para un historial de tensiones dado.

1.3.2.4 Método de vaciado del depósito

Es un método particular de recuento de ciclos para producir el espectro de un rango de tensiones para un historial de tensiones dado.

NOTA: Para la determinación matemática véase el Apéndice A.

1.3.2.5 Rango de tensiones

La diferencia algebraica entre los dos extremos de una carga cíclica particular derivada de una historia de tensiones.

1.3.2.6 Espectro de respuesta de un rango de tensiones

Histograma del número de sucesos para todos los rangos de tensiones de diferentes magnitudes recopiladas o calculadas para un evento de carga particular.

1.3.2.7 Espectro de cálculo

El total de todos los espectros de un rango de tensiones en la vida útil de la estructura correspondiente a la fatiga evaluada.

1.3.2.8 Vida útil

El periodo de tiempo de referencia en el que la seguridad de una estructura es requerida con una probabilidad aceptable de que no ocurra la rotura por fisuración debido a la fatiga.

1.3.2.9 Vida de fatiga

El periodo de tiempo estimado que causa la rotura o fallo por fatiga bajo la aplicación del espectro de cálculo.

1.3.2.10 Sumatorio de Miner

Se refiere al cálculo lineal del daño acumulado basado en la regla de Palmgren-Miner.

1.3.2.11 Rango de tensiones de amplitud constante equivalente

El rango de tensiones de amplitud constante que deberá resultar en la misma vida de fatiga que para la del espectro de cálculo, cuando la comparación se basa en el sumatorio de Miner.

NOTA: Para la determinación matemática véase el Apéndice A.

1.3.2.12 Carga de fatiga

Una serie de parámetros de acciones basados en procesos típicos de cargas definidos por la posición de dichas cargas, sus magnitudes, frecuencias, secuencias y desfases.

NOTA 1: Las acciones de fatiga definidas en la reglamentación específica vigente serán valores extremos superiores basados en evaluaciones de medidas de efectos de cargas acordes con el Apéndice A.

NOTA 2: La reglamentación específica proporciona también los parámetros de cálculo:

- Q_{max}, n_{max} espectro normalizado o
- $Q_{E,n_{max}}$ relativo a n_{max} o
- $Q_{E,2}$ correspondientes a $n = 2 \times 10^6$ ciclos

Los efectos dinámicos se incluyen en estos parámetros a menos que se indique lo contrario.

1.3.2.13 Carga de fatiga de amplitud constante equivalente

Carga a amplitud constante simplificada que produce los mismos efectos de daño causados por una serie de procesos de carga real de amplitud variable.

1.3.3 Resistencia a la fatiga

1.3.3.1 Curva de resistencia a fatiga

La relación cuantitativa entre el rango de tensiones y el número de ciclos de tensiones para el fallo por fatiga, empleado para valorar la categoría de detalle de un determinado detalle constructivo.

NOTA: La resistencia a fatiga dada en esta parte son valores extremos inferiores basados en la evaluación de los ensayos por fatiga con probetas a gran escala acordes con el Apéndice D del Anejo 18 del Código Estructural.

1.3.3.2 Categoría de detalle

La designación numérica dada por un detalle constructivo para una dirección dada de una fluctuación de tensiones, para indicar cuál es la curva de resistencia a la fatiga aplicable a la fatiga evaluada (el número de categoría de detalle indica la resistencia a fatiga de referencia $\Delta\sigma_c$ en N/mm²).

1.3.3.3 Fatiga límite sometida a amplitud constante

Valor límite por debajo del cual el rango de tensiones normales o tangenciales no producen daños por la fatiga en ensayos de condiciones de amplitud de tensiones constante. Bajo condiciones de amplitud variable, todos los rangos de tensiones tienen que estar por debajo de este límite para que no ocurran daños por fatiga.

1.3.3.4 Umbral de daño

Límite por debajo del cual el rango de tensiones del espectro de cálculo no contribuye a incrementar el daño acumulado de cálculo.

1.3.3.5 Número de ciclos

Duración de la vida de una estructura, expresada en ciclos, bajo la acción de un historial de cargas de amplitud constante.

1.3.3.6 Resistencia de referencia a fatiga

El rango de tensiones $\Delta\sigma_c$ de amplitud constante para una categoría de detalle para un número de ciclos $N = 2 \times 10^6$ ciclos.

1.4 Notaciones

$\Delta\sigma$	rango de tensiones (tensión normal)
$\Delta\tau$	rango de tensiones (tensión tangencial)
$\Delta\sigma_E, \Delta\tau_E$	rango de tensiones de amplitud constante equivalente relativa a n_{max}
$\Delta\sigma_{E,2}, \Delta\tau_{E,2}$	rango de tensiones de amplitud constante equivalente relativa a 2 millones de ciclos
$\Delta\sigma_C, \Delta\tau_C$	valor de la resistencia a fatiga para $N_c = 2$ millones de ciclos
$\Delta\sigma_D, \Delta\tau_D$	límite de fatiga para el rango de tensiones de amplitud constante para un número de ciclos N_D
$\Delta\sigma_L, \Delta\tau_L$	umbral de daño para rangos de tensiones con un número de ciclos N_L
$\Delta\sigma_{eq}$	rango de tensiones equivalentes para uniones en el alma de tableros ortótropos
$\Delta\sigma_{C,red}$	valor de referencia reducido de la resistencia a la fatiga
γ_{Ff}	coeficiente parcial de seguridad para rangos de tensiones de amplitud constante equivalentes $\Delta\sigma_E, \Delta\tau_E$
γ_{Mf}	coeficiente parcial de seguridad de la resistencia a la fatiga $\Delta\sigma_C, \Delta\tau_C$
m	pendiente de la curva de resistencia a la fatiga
λ_i	coeficientes equivalentes de daño
Ψ_1	coeficiente para un valor frecuente de una acción variable
Q_k	valor característico de una acción variable
k_s	coeficiente de reducción para la tensión de fatiga para tener en cuenta los efectos del tamaño

k_1	coeficiente de mayoración para rangos de tensiones para tener en cuenta el efecto de los momentos flectores secundarios en las celosías
k_f	coeficiente de concentración de tensiones
N_R	número de ciclos de vida útil relativos a la acción repetida de un rango de tensiones constante dado.

2 Requisitos básicos y metodología

(1) Los elementos estructurales deberán dimensionarse a fatiga asegurando un nivel aceptable de probabilidad de funcionamiento durante su vida útil.

NOTA: Se consideran como satisfactorios en estos requisitos las estructuras calculadas empleando acciones de fatiga definidas en la reglamentación específica vigente y con una resistencia a la fatiga acorde con este anexo.

(2) El Apéndice A puede emplearse para determinar un modelo cargado específico, si:

- La reglamentación específica no dispone de un modelo de carga a fatiga,
- se requiere un modelo de carga a fatiga más real.

(3) Los ensayos a fatiga pueden realizarse:

- para determinar la resistencia a la fatiga de detalles no incluidos en este Anejo,
- para determinar la vida útil a fatiga de los prototipos, bajo cargas reales o bajo cargas de fatiga equivalentes de amplitud constante.

(4) Para la ejecución y análisis de los ensayos de fatiga deberán tenerse en cuenta las directrices del Anejo 18 del Código Estructural (véase también el apartado 7.1).

(5) Los métodos para analizar la fatiga dados en este anexo siguen los principios de la comprobación de cálculo comparando las solicitudes con la resistencia a fatiga; tal comparación es posible únicamente cuando las acciones de fatiga se determinan con parámetros de resistencia a fatiga definidos en este anexo.

(6) Las acciones de fatiga se determinan de acuerdo con los requisitos para la evaluación de la fatiga. Éstos son distintos para las comprobaciones de acciones en estado límite último y estado límite de servicio.

NOTA: El desarrollo de fisuras durante la vida de servicio no significa necesariamente el final de la vida útil. Las roturas deberán repararse con una atención especial en la ejecución para evitar introducción de condiciones más severas en las fisuras.

3 Métodos de análisis

(1) La comprobación a fatiga deberá llevarse a cabo empleando:

- el método de integridad asegurada.

(2) Los planes de inspección y vigilancia deberán especificar:

- a) los elementos y detalles estructurales a inspeccionar;
- b) las medidas adoptadas para garantizar la viabilidad de las inspecciones;
- c) los métodos de inspección y su capacidad de detección de daño;
- d) los intervalos entre inspecciones, y

e) las medidas a adoptar en función de los resultados de las inspecciones.

En la medida que sea compatible con su finalidad, los planes de inspección y vigilancia para la comprobación del daño estructural podrán simultanearse con los destinados al mantenimiento y a las comprobaciones de conformidad de la estructura y el montaje con el proyecto.

(3) El método de integridad asegurada deberá garantizar un nivel aceptable de fiabilidad de funcionamiento de la estructura durante su vida útil de proyecto sin necesidad de un plan regular de vigilancia del daño debido a la fatiga. Este método deberá aplicarse en los casos en que la formación local de fisuras en un componente pueda llevar rápidamente al fallo del elemento estructural o de toda la estructura.

(4) En este anexo, puede alcanzarse un nivel aceptable de fiabilidad frente a la fatiga ajustando el coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga γ_{Mf} en función de las consecuencias de la rotura y del método de cálculo empleado.

(5) Los valores de la resistencia a fatiga se determinan considerando los detalles estructurales junto con los efectos de entallas geométricos y metalúrgicos. El lugar más probable de iniciación de la fisura se indica también en el apartado donde se presentan los detalles de la fatiga.

(6) Los métodos de evaluación presentados en este anexo emplean la resistencia a fatiga en términos de curvas de resistencia a fatiga para:

- detalles normalizados aplicables a tensiones nominales;
- configuraciones de soldadura de referencia aplicables a tensiones geométricas.

(7) La fiabilidad requerida puede evaluarse mediante la utilización del método de integridad asegurada, con los valores de γ_{Mf} establecidos de la tabla A27.3.1.

Se considerará que las consecuencias son graves cuando el fallo a fatiga del elemento considerado suponga el colapso de la estructura o de una parte de la misma. Se podrá considerar que las consecuencias son menores cuando un fallo a fatiga del elemento considerado no suponga un fallo estructural, existiendo capacidad de redistribución de las cargas, aun cuando se produzcan deformaciones importantes.

Tabla A27.3.1 Coeficiente parcial de seguridad para resistencia a fatiga

Método de evaluación	Consecuencia del fallo	
	Consecuencia leve	Consecuencia grave
Integridad asegurada	1,15	1,35

4 Tensiones debidas a acciones de fatiga

(1) El modelado de las tensiones nominales deberá considerar todos los efectos de las acciones incluyendo los de la distorsión y deberá basarse en un análisis elástico lineal para los elementos estructurales y para las uniones.

(2) El modelado de grandes vigas en celosía de secciones huecas puede basarse en un modelo de celosía simplificado con nudos articulados. Siempre que se tengan en cuenta las tensiones debidas a las cargas externas aplicadas entre las uniones de los elementos, podrán considerarse los efectos sobre los momentos secundarios debidos a la rigidez de las uniones mediante los coeficientes k_1 (véase la tabla A27.4.1 para secciones circulares huecas y la tabla A27.4.2 para secciones rectangulares huecas; estas secciones están sujetas a las restricciones geométricas de acuerdo con la tabla A27.8.7).

Tabla A27.4.1 Coeficientes k_1 para secciones huecas circulares sometidas a cargas en el plano

Tipo de nudo		Cordones	Montantes	Diagonales
Nudo	tipo K	1,5	-	1,3
	tipo N / KT	1,5	1,8	1,4
Nudo con solape	tipo K	1,5	-	1,2
	tipo N / KT	1,5	1,65	1,25

Tabla A27.4.2 Coeficientes k_1 para secciones huecas rectangulares sometidas a cargas en el plano

Tipo de unión		Cordones	Montantes	Diagonales
Nudo	K tipo	1,5	-	1,3
	N tipo / KT tipo	1,5	2,2	1,6
Nudo con solape	K tipo	1,5	-	1,3
	N tipo / KT tipo	1,5	2,0	1,4

NOTA 1: Para la definición de los tipos de uniones véase el Anejo 26 del Código Estructural.

NOTA 2: Rangos de validez geométrica:

Para secciones circulares huecas (uniones tipo K, N, KT)

$$0,30 \leq \beta \leq 0,60$$

$$1,20 \leq \gamma \leq 30,0$$

$$0,25 \leq \tau \leq 1,0$$

$$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$$

Para secciones rectangulares huecas (uniones tipo K, N, KT)

$$0,40 \leq \beta \leq 0,60$$

$$6,25 \leq \gamma \leq 12,5$$

$$0,25 \leq \tau \leq 1,00$$

$$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$$

5 Cálculo de tensiones

(1) Las tensiones deberán calcularse en estado límite de servicio.

(2) Las secciones de Clase 4 se evalúan para cargas de fatiga de acuerdo con el Anejo 25 del Código Estructural.

NOTA 1: Como indicación véase el Anejo 29 del Código Estructural.

(3) Las tensiones nominales deben calcularse en el lugar más susceptible a la iniciación de la fatiga. Los efectos que producen concentración de tensiones en otros detalles distintos a los incluidos en las tablas A27.8.1 a A27.8.10 deberán considerarse mediante un coeficiente de concentración de tensiones (SCF) acorde con 6.3 para dar una tensión nominal modificada.

(4) Cuando se emplea el método de tensión geométrica (punto caliente) para los detalles cubiertos por la tabla A27.B.1, las tensiones deberán calcularse como se muestra en el apartado 6.5.

(5) Las tensiones relevantes en los detalles en un material base son:

- tensiones normales nominales σ ,
- tensiones tangenciales nominales τ .

NOTA: Para efectos de tensiones nominales combinadas, véase el apartado 8(3).

(6) Las tensiones relevantes en los cordones de soldadura son (véase la figura A27.5.1):

- tensiones nominales σ_{wf} transversales al eje del cordón: $\sigma_{wf} = \sqrt{\sigma_{\perp f}^2 + \tau_{\perp f}^2}$.
- tensiones tangenciales τ_{wf} longitudinales al eje del cordón: $\tau_{wf} = \tau_{||f}$.

Cada una deberá comprobarse por separado.

NOTA: El procedimiento descrito anteriormente es distinto del procedimiento dado para la comprobación de los cordones de soldaduras en estado límite último, definido por el Anexo 26 del Código Estructural.

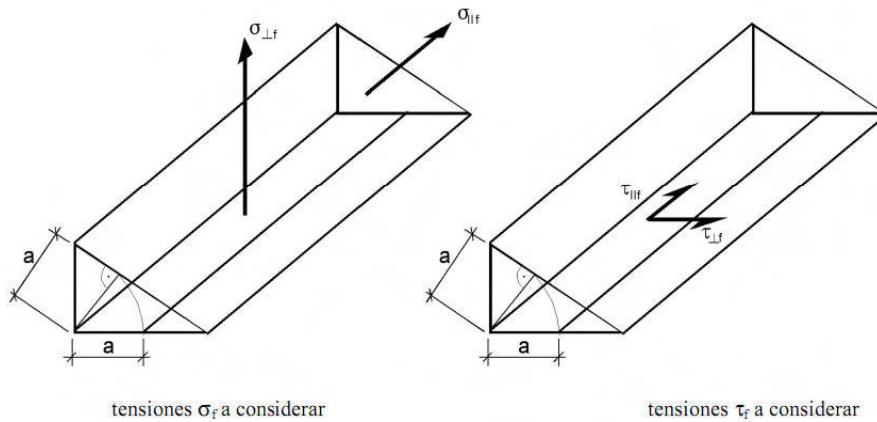


Figura A27.5.1 Tensiones correspondientes a los cordones de soldaduras

6 Cálculo de los rangos de tensiones

6.1 Generalidades

(1) El análisis estructural a fatiga deberá emplear:

- rangos de tensiones nominales para detalles mostrados en la tabla A27.8.1 a la tabla A27.8.10,
- rangos de tensiones nominales modificados cuando, por ejemplo, hay cambios bruscos de sección cerca de un emplazamiento de iniciación de fisura que no se encuentre definido en las tablas A27.8.1 – A27.8.10, o
- rangos de tensiones geométricas donde hayan grandes gradientes de tensiones cercanos al pie de una soldadura en uniones de la tabla A27.B.1.

NOTA: Para más categorías de rangos de tensiones geométricas en detalle, véase el Apéndice B.

(2) El valor de cálculo del rango de tensiones a emplear en la evaluación de la fatiga deberá ser el rango de tensiones $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}$ correspondiente a $N_C = 2 \times 10^6$ ciclos.

6.2 Valor de cálculo del rango de tensiones nominales

(1) Los valores de cálculo de los rangos de tensiones nominales $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}$ y $\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}$ deberán determinarse como sigue:

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2} = \lambda_1 x \lambda_2 x \lambda_i x \dots x \lambda_n x \Delta\sigma(\gamma_{Ff}Q_k) \quad (6.1)$$

$$\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2} = \lambda_1 x \lambda_2 x \lambda_i x \dots x \lambda_n x \Delta\tau(\gamma_{Ff}Q_k)$$

donde:

$\Delta\sigma(\gamma_{Ff}Q_k)$, $\Delta\tau(\gamma_{Ff}Q_k)$ es el rango de tensiones producido por las cargas de fatiga especificadas en la reglamentación específica vigente

λ_i son los coeficientes de daño equivalente que dependen del espectro como especifican las partes correspondientes de los Anexos 22 a 29 del Código Estructural.

(2) En los casos en los que no se disponen de datos apropiados de λ_i el valor de cálculo del rango de tensiones nominales puede determinarse mediante los principios del Apéndice A.

6.3 Valor de cálculo del rango modificado de tensiones nominales

(1) El valor de cálculo de los rangos de tensión nominal modificados $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}$ y $\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}$ deberán determinarse como sigue:

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2} = k_f x \lambda_1 x \lambda_2 x \lambda_i x \dots x \lambda_n \quad (6.2)$$

$$\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2} = k_f x \lambda_1 x \lambda_2 x \lambda_i x \dots x \lambda_n x \Delta\tau(\gamma_{Ff}Q_k)$$

donde:

k_f es el factor de concentración de tensiones para tener en cuenta la mayoración de las tensiones locales en referencia al detalle geométrico no incluido en la curva de referencia $\Delta\sigma_R - N$.

NOTA: Los valores de k_f pueden tomarse de la bibliografía o con cálculos apropiados por elementos finitos.

6.4 Valor de cálculo del rango de tensión para uniones soldadas de las secciones huecas

(1) A menos que se realice un cálculo más preciso de los valores de cálculo de los rangos modificados de tensiones nominales $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}$ deberán determinarse como sigue, mediante el modelo simplificado del apartado 4(2):

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2} = k_1(\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}^*) \quad (6.3)$$

donde:

$\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}^*$ es el valor de cálculo del rango de tensiones calculado con un modelo en celosía simplificado con nudos articulados

k_1 es el coeficiente de mayoración acorde con las tablas A27.4.1 y A27.4.2.

6.5 Valor de cálculo de los rangos de tensiones geométricas (punto caliente)

(1) Los valores de cálculo del rango de tensiones geométricas (punto caliente) $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}$ deberá determinarse como sigue:

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2} = k_f(\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}^*) \quad (6.4)$$

donde:

k_f es el factor de concentración de tensiones.

7 Resistencia a fatiga

7.1 Generalidades

(1) La resistencia a fatiga en el caso de rangos de tensiones se representa por una serie de curvas $(\log \Delta\sigma) - (\log N)$ y $(\log \Delta\tau) - (\log N)$, (curvas S-N), que corresponden con las categorías de detalles constructivos típicos. Cada categoría de detalle se designa por el número que representa, en N/mm^2 , el valor de referencia $\Delta\sigma_C$ y $\Delta\tau_C$ para una resistencia a fatiga de 2 millones de ciclos.

(2) Para las carreras de tensiones nominales de amplitud constante, la resistencia a la fatiga podrá obtenerse como sigue:

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_C^m 2 \times 10^6 \quad \text{con } m = 3 \text{ para } N \leq 5 \times 10^6, \text{ véase la figura A27.7.1,}$$

$$\Delta\tau_R^m N_R = \Delta\tau_C^m 2 \times 10^6 \quad \text{con } m = 5 \text{ para } N \leq 10^8, \text{ véase la figura A27.7.2,}$$

$$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{1/3} \Delta\sigma_C = 0,737 \Delta\sigma_C \quad \text{es el límite de fatiga con amplitud constante, véase la figura A27.7.1 y}$$

$$\Delta\tau_L = \left(\frac{2}{100}\right)^{1/5} \Delta\tau_C = 0,457 \Delta\tau_C \quad \text{es el umbral de daño, véase la figura A27.7.2.}$$

(3) Para espectros de tensiones nominales con rangos de tensiones por encima y por debajo del límite de fatiga de amplitud constante $\Delta\sigma_D$, la resistencia a fatiga deberá basarse en las curvas extendidas de la resistencia a fatiga que se muestran a continuación:

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_C^m 2 \times 10^6 \quad \text{con } m = 3 \text{ para } N \leq 5 \times 10^6$$

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_D^m 5 \times 10^6 \quad \text{con } m = 5 \text{ para } 5 \times 10^6 \leq N \leq 10^8$$

$$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100}\right)^{1/5} \Delta\sigma_D = 0,549 \Delta\sigma_D \quad \text{es el umbral de daño, véase la figura A27.7.1.}$$

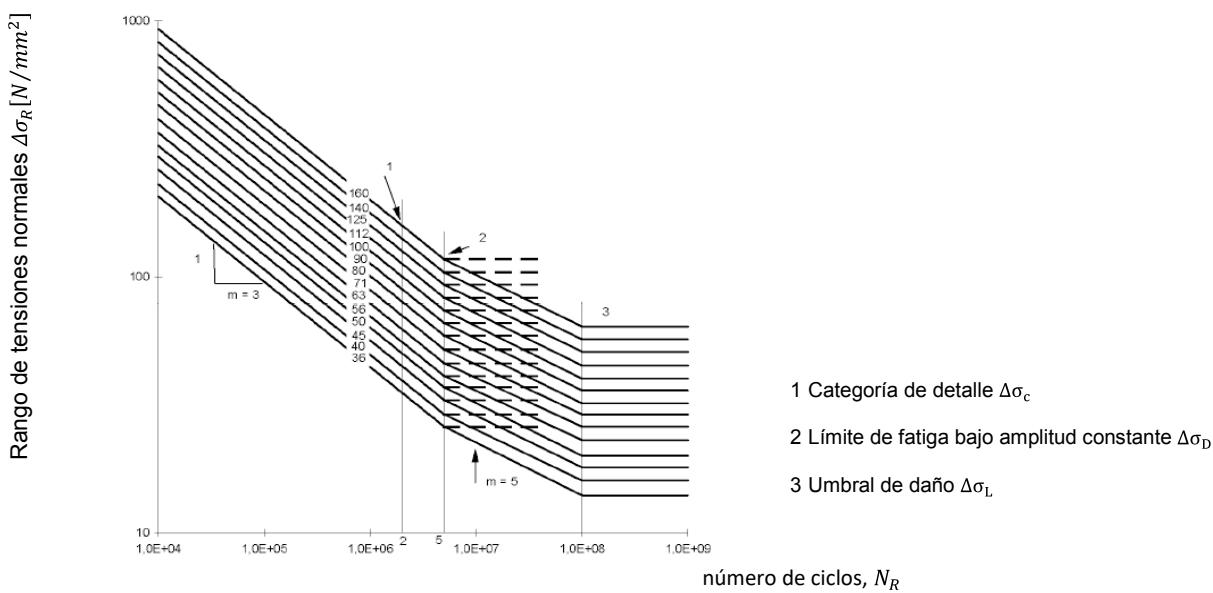


Figura A27.7.1 Curvas de resistencia a la fatiga para rangos de tensiones normales

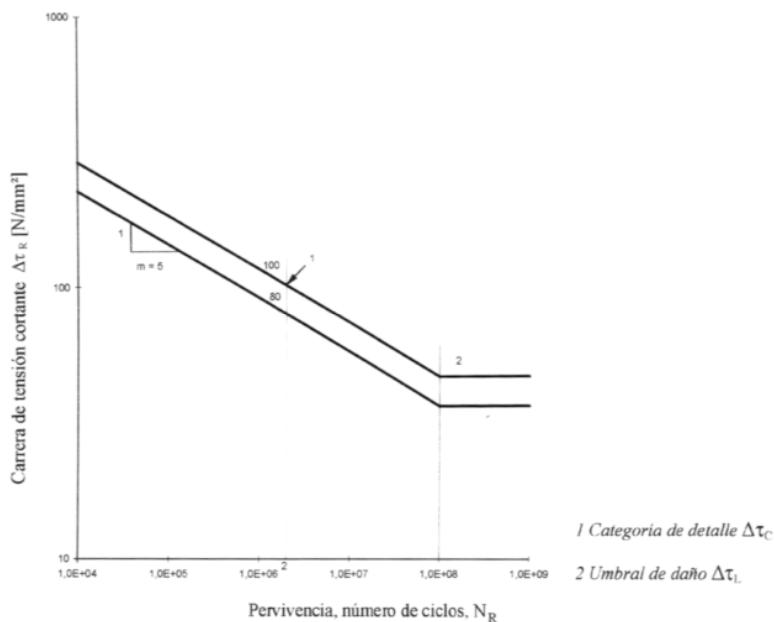


Figura A27.7.2 Curvas de resistencia a la fatiga para carreras de tensión cortante

NOTA 1: Durante el aprovechamiento de los resultados de ensayos para determinar la categoría del detalle constructivo apropiada para un detalle constructivo en particular, el valor del rango de tensión $\Delta\sigma_C$ correspondiente al valor de $N_C = 2$ millones de ciclos se evaluó con un grado de confianza del 75% y un 95% de probabilidad de fallo para una distribución $\log N$, considerando su desviación típica, el tamaño de las probetas y los efectos de la tensión residual. El número de datos (no menor de 10) se consideró también en el análisis estadístico, véase el Apéndice D del Anejo 18 del Código Estructural.

Es admisible la verificación de una determinada categoría de resistencia a la fatiga para un detalle particular en la medida en que la misma se lleve a cabo de acuerdo con lo especificado en la NOTA 1.

NOTA 3: Los datos de ensayos de algunos detalles constructivos no se ajustan exactamente a las curvas de resistencia a la fatiga de la figura A27.7.1. Para asegurar que se evitan las condiciones no conservadoras, tales detalles, marcados con un asterisco, se clasifican en una categoría de detalle menor que la resistencia a la fatiga que requiere 2×10^6 ciclos. Una evaluación alternativa puede mejorar la clasificación de dichos detalles en una categoría de detalle siempre que el límite de la fatiga a amplitud constante $\Delta\sigma_D$ se defina como la resistencia a la fatiga para 10^7 ciclos con $m=3$ (véase la figura A27.7.3).

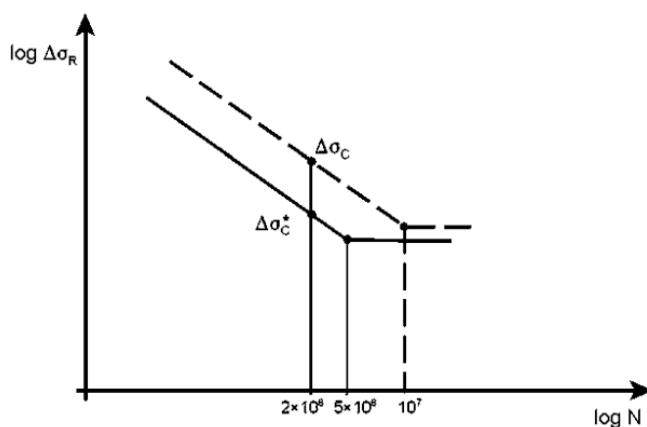


Figura A27.7.3 Resistencia alternativa $\Delta\sigma_C$ para detalles clasificados como $\Delta\sigma_C^*$

(4) Las categorías de detalle $\Delta\sigma_C$ y $\Delta\tau_C$ para tensiones nominales se muestran en:

tabla A27.8.1 para elementos estructurales planos y uniones mecánicas,

tabla A27.8.2 para secciones armadas soldadas,

tabla A27.8.3 para soldaduras a tope transversales,

tabla A27.8.4 cartelas y rigidizadores soldados,

tabla A27.8.5 para uniones trasmisoras de cargas,

tabla A27.8.6 para perfiles huecos,

tabla A27.8.7 para uniones de vigas en celosía,

tabla A27.8.8 para tableros ortótropos con rigidizadores cerrados,

tabla A27.8.9 para tableros ortótropos con rigidizadores abiertos, y

tabla A27.8.10 para la unión ala superior-alma de una viga carri.

(5) Las categorías de resistencia a la fatiga $\Delta\sigma_C$ para los rangos de tensiones geométricas se dan en el Apéndice B.

7.2 Modificaciones de la resistencia a la fatiga

7.2.1 Detalles en compresión sin soldaduras o con soldaduras sometidas a tratamiento de relajación de tensiones

(1) En detalles sin soldaduras o con soldaduras sometidas a tratamiento de relajación de tensiones, la influencia de la tensión media en la resistencia a fatiga puede tenerse en cuenta determinando un rango reducido de tensiones efectivas $\Delta\sigma_{E,2}$ en la evaluación a fatiga cuando parte o todos los ciclos de tensiones sean de compresión.

(2) El rango de tensiones efectivas puede calcularse sumando las tracciones del rango de tensiones y el 60% de las compresiones del rango de tensiones, véase la figura A27.7.4.

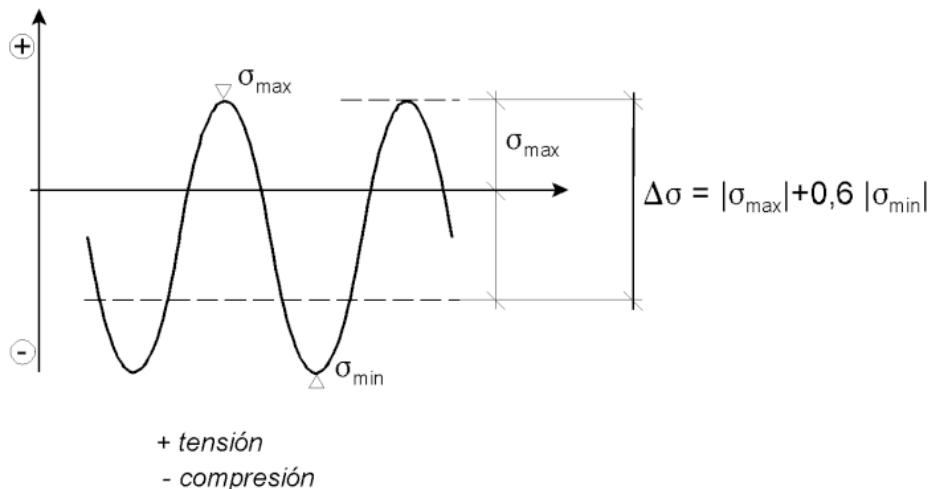


Figura A27.7.4 Rango modificado de tensiones para detalles no soldados o con tensiones relajadas

7.2.2 Efecto del tamaño

(1) El efecto provocado por el tamaño, debido al espesor u otras dimensiones, deberá tenerse en cuenta con los valores dados en las tablas A27.8.1 a A27.8.10. La resistencia a fatiga, por tanto, viene dada por:

$$\Delta\sigma_{C,red} = k_s \Delta\sigma_C \quad (7.1)$$

8 Comprobación a fatiga

(1) Los rangos de tensiones nominales, rangos modificados de tensiones nominales o rangos de tensiones geométricas debidos a las cargas frecuentes $\psi_1 Q_k$ (véase el Anejo 18 del Código Estructural) no deberán superar:

$$\Delta\sigma \leq 1,5f_y \quad \text{para rangos de tensiones normales} \quad (8.1)$$

$$\Delta\tau \leq 1,5f_y/\sqrt{3} \quad \text{para rangos de tensiones tangenciales.}$$

(2) Para cargas de fatiga deberá comprobarse la condición:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad \text{y} \quad (8.2)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \leq 1,0$$

NOTA: Las tablas A27.8.1 a A27.8.9 requieren que los rangos de tensiones se basen en las tensiones principales para algunos detalles constructivos.

(3) Salvo que se indique lo contrario en las categorías de resistencia a fatiga de las tablas A27.8.8 y A27.8.9, en el caso de combinar los rangos de tensiones $\Delta\sigma_{E,2}$ y $\Delta\tau_{E,2}$, deberá comprobarse que:

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 \leq 1,0 \quad (8.3)$$

(4) Cuando no se disponga de datos de $\Delta\sigma_{E,2}$ o de $\Delta\tau_{E,2}$ puede emplearse el método de comprobación del Apéndice A.

NOTA 1: El Apéndice A se desarrolla para rangos de tensiones normales. Puede adaptarse también para carreras de tensiones cortantes.

Tabla A27.8.1 Detalles sin uniones o con uniones mecánicas

Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
160	NOTA: La resistencia a fatiga asociada a la categoría 160 es la más alta. Ningún detalle puede tener mayor resistencia a fatiga para ningún número de ciclos. 	<u>Productos laminados o extruidos:</u> 1) Chapas y productos planos brutos de laminación. 2) Perfiles laminados brutos de laminación. 3) Perfiles huecos sin costura, circulares o rectangulares.	<u>Detalles 1) a 3):</u> Las aristas vivas, los defectos superficiales y de laminación se deberán desbastar hasta su eliminación, dejando transiciones suaves.
140		<u>Chapas cizalladas u oxicortadas:</u> 4) Material oxicortado o cizallado con posterior saneamiento de bordes.	4) Deberá eliminarse toda traza visible de aristas. Las superficies de corte deberán ser mecanizadas o desbastadas y toda rebaba eliminada. Cualquier marca dejada por la maquinaria empleada, por ejemplo en el desbastado, deberá ser paralela a la dirección de las tensiones. <u>Detalles 4) y 5):</u> - Las esquinas entrantes deberán mejorarse mediante desbaste (pendiente $\leq 1/4$) o evaluarse mediante el factor de concentración de tensiones correspondiente. - No se admiten reparaciones mediante relleno con soldadura.
125		5) Material oxicortado a máquina con estrías de corte regulares y poco profundas, o a mano con posterior saneamiento de bordes para eliminación de aristas. Máquinas de oxicorte que cumplan las especificaciones de calidad del Anexo 18.	
100 m = 5		6) y 7) Productos fabricados por laminación o extrusión, como los de los detalles 1), 2), 3).	<u>Detalles 6) y 7):</u> $\Delta\tau \text{ calculado mediante:}$ $\tau = \frac{VS(t)}{It}$

Para detalles 1–5 ejecutados en acero con resistencia mejorada a la corrosión debe adoptarse la categoría de detalle inmediatamente inferior.

Tabla A27.8.1 (cont.) Detalles sin uniones o con uniones mecánicas

Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos		
112		8) Unión simétrica con cubrejuntas a ambos lados y tornillos pretensados de alta resistencia.	8) Para el cálculo de $\Delta\sigma$ se utilizará la sección bruta.	<p>En general, para uniones atornilladas (detalles 8 a 13):</p> <p>Distancia a los extremos: $e_1 \geq 1,5 d$</p> <p>Distancia a los bordes: $e_2 \geq 1,5 d$</p> <p>Espaciamiento: $p_1 \geq 2,5 d$</p> <p>$p_2 \geq 2,5 d$</p>	
		8) Unión simétrica con cubrejuntas doble, tornillos pretensados y taladros inyectados.			
90		9) Unión simétrica con cubrejuntas a ambos lados y tornillos calibrados.	9) Para el cálculo de $\Delta\sigma$ se utilizará la sección neta.	<p>Para los detalles de proyecto véase el Anejo 26, figura A26.3.1.</p>	
		9) Unión simétrica con cubrejuntas doble, taladros sin pretensar e inyectados.			
		10) Unión con cubrejuntas simple y tornillos pretensados de alta resistencia.	10) Para el cálculo de $\Delta\sigma$ se utilizará la sección bruta.		
		10) Unión con cubrejuntas simple, taladros pretensados e inyectados.			
80		11) Elemento estructural con taladros sometido a flexión compuesta.	11) Para el cálculo de $\Delta\sigma$ se utilizará la sección neta.	<p>12) Para el cálculo de $\Delta\sigma$ se utilizará la sección neta.</p>	
		12) Unión con cubrejuntas simple y tornillos calibrados			
50		12) Unión con cubrejuntas simple, taladros sin pretensar inyectados.	13) Para el cálculo de $\Delta\sigma$ se utilizará la sección neta.		
	13) Unión simétrica con cubrejuntas simple o doble, tornillos sin pretensar en agujeros de apertura normal. Sin inversión de carga.				

Tabla A27.8.1 (cont.) Detalles sin uniones o con uniones mecánicas

Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
50	Efecto del tamaño $\varnothing > 30 \text{ mm}$ $k_s = \left(\frac{30}{\phi} \right)^{1/4}$		14) Tornillos y espárragos traccionados con rosca laminada o mecanizada. Para diámetros grandes (tornillos de anclaje) se tendrá en cuenta el efecto del tamaño mediante el factor k_s . 14) El valor de $\Delta\sigma$ se calculará en las secciones traccionadas del tornillo, teniendo en cuenta los esfuerzos de flexión y tracción por efecto palanca, así como las tensiones de flexión debidas a otras causas. En tornillos pretensados, puede aplicarse la reducción del rango de tensiones.
100 m=5		15) Tornillos sometidos a corte simple o doble sin rosca en las secciones bajo esfuerzo cortante. – Tornillos calibrados. – Tornillos ordinarios sin inversión de carga (tornillos de los grados 5.6, 8.8 o 10.9).	15) Para el cálculo de $\Delta\sigma$ se utilizará la sección del vástago.

Tabla A27.8.2 Secciones armadas soldadas

Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
125		Cordones longitudinales continuos: 1) Soldaduras a tope con ejecución automática efectuada desde ambos lados. 2) Soldaduras en ángulo con ejecución automática o completamente mecanizada. Los extremos de las platabandas se comprobarán como detalles 6) o 7) de la tabla A27.8.5	<u>Detalles 1) y 2):</u> La soldadura deberá ejecutarse ininterrumpidamente, a menos que se trate de una reparación realizada por especialistas y una inspección compruebe la ejecución adecuada de la reparación.
112		3) Soldaduras a tope o en ángulo con ejecución automática o completamente mecanizada efectuada desde ambos lados, pero interrumpida. 4) Soldaduras a tope con ejecución automática o completamente mecanizada efectuada con chapa dorsal continua desde un solo lado.	4) La categoría de este detalle es 100 N/mm^2 cuando se ejecuta interrumpidamente.
100		5) Soldaduras a tope o en ángulo ejecutadas manualmente. 6) Soldaduras a tope, con ejecución automática o completamente mecanizada o manual desde un solo lado, en particular las de grandes vigas cajón.	5), 6) Es fundamental conseguir un buen ajuste entre las chapas de alma y de ala. Los bordes del alma deben acondicionarse para que la penetración de la soldadura en la raíz de la unión sea regular y continua.
100		7) Reparaciones automáticas o manuales de soldaduras a tope o en ángulo para categorías de detalles 1) a 6).	7) Es posible recuperar la categoría del detalle original con una mejora mediante desbaste por especialistas para eliminar los signos visibles y mediante la posterior comprobación.

Tabla A27.8.2 (cont.) Secciones armadas soldadas

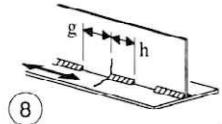
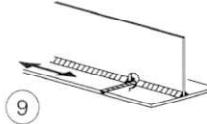
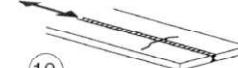
Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
80		8) Soldaduras longitudinales discontinuas en ángulo.	8) Los valores de $\Delta\sigma$ se basarán en las tensiones normales del ala.
71		9) Soldaduras longitudinales, a tope o en ángulo, o soldaduras interrumpidas por groeras de altura no superior a 60 mm. Para groeras de altura superior a 60 mm, ver el detalle 1) de la tabla A27.8.4.	9) Los valores de $\Delta\sigma$ se basarán en las tensiones normales del ala.
125		10) Soldaduras longitudinales a tope, engrase de ambas caras con muela en la dirección de carga, 100% END.	
112		10) Ejecución ininterrumpida; sin desbaste.	
90		10) Con interrupciones.	
140		11) Soldaduras longitudinales de cierre de perfiles huecos con ejecución automática o completamente mecanizada ininterrumpida.	Espesor de pared $t \leq 12,5 \text{ mm}$
125		11) Soldaduras longitudinales de cierre de perfiles huecos con ejecución automática o completamente mecanizada ininterrumpida.	11) Espesor de pared $t > 12,5 \text{ mm}$
90		11) Ejecución con interrupciones.	
Los detalles 1 a 11 ejecutados con soldadura automática y con soldadura mecanizada tienen igual categoría de detalle			

Tabla A27.8.3 Empalmes soldados

Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
112	Efecto del tamaño para $t > 25 \text{ mm}$ $k_s = \left(\frac{25}{t}\right)^{0,2}$	<p>Sin chapa dorsal:</p> <p>1) Empalmes en prolongación de chapas y productos planos.</p> <p>2) Empalmes en prolongación de alas y almas antes del armado de la viga.</p> <p>3) Soldadura a tope de perfiles laminados en la sección completas sin groeras.</p> <p>4) Empalmes en prolongación de chapas y productos planos de anchura o espesor rebajado con pendiente $\leq 1/4$.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Todas las soldaduras enrasadas mediante muela con la superficie de las chapas paralela a la dirección de la flecha del dibujo. Utilización y posterior retirada de chapas de derrame, bordes de chapa enrasados con muela según dirección de la tensión. Soldeo desde ambos lados y comprobados por ensayos no destructivos (END). <p>Detalle 3: Solo de aplicación en uniones de perfiles laminados, cortadas y soldadas.</p>
90		<p>5) Empalmes en prolongación de chapas y productos planos.</p> <p>6) Empalmes en prolongación de perfiles laminados mediante soldadura a tope de secciones completas sin groeras.</p> <p>7) Empalmes en prolongación de chapas y productos planos de anchura o espesor rebajado con pendiente $\leq 1/4$. Las soldaduras deberán ser mecanizadas para evitar entallas.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Sobreespesor de cordones inferior al 10% de la anchura con transición gradual al plano de las superficies empalmadas. Utilización y posterior retirada de chapas de derrame, bordes de chapa enrasados con muela según dirección de la tensión. Soldeo desde ambos lados y comprobación por ensayos no destructivos (END). <p>Detalles 5 y 7: Soldaduras ejecutadas en posición horizontal.</p>

Tabla A27.8.3 (cont.) Empalmes soldados

Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
90		8) El detalle 3) con groeras.	<ul style="list-style-type: none"> - Todas las soldaduras enrasadas mediante muela con la superficie de las chapas paralela a la dirección de la flecha dibujada. - Utilización y posterior retirada de chapas de derrame, bordes de chapa enrasados con muela según dirección de la tensión. - Soldeo desde ambos lados y comprobación por ensayos no destructivos (END). - Perfiles laminados de mismas dimensiones y tolerancias.
80		9) Empalmes en prolongación de vigas armadas sin groeras. 10) Soldadura a tope de secciones laminadas completas con groeras. 11) Empalmes en prolongación de chapas, productos planos, perfiles laminados y chapas de vigas armadas.	<ul style="list-style-type: none"> - Sobreespesor de cordones inferiores al 20% de la anchura con transición gradual al plano de las superficies empalmadas. - Soldadura sin enrase con muela. - Utilización y posterior retirada de chapas de derrame, bordes de chapa enrasados con muela según dirección de la tensión. - Soldeo desde ambos lados y verificación por ensayos no destructivos (END). <p>Detalle 10 Sobre-espesor de cordones inferiores al 10% de la anchura con transición gradual al plano de las superficies empalmadas.</p>
63		12) Soldadura a tope de secciones completas laminadas sin groeras.	<ul style="list-style-type: none"> - Utilización y posterior retirada de chapas de derrame, bordes de chapa enrasados con muela según dirección de la tensión. - Soldadura por ambos lados

Tabla A27.8.3 (cont.) Empalmes soldados

Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
36		13) Soldaduras a tope ejecutadas desde un solo lado.	13) Sin chapa dorsal.
71		13) Soldaduras a tope ejecutadas desde un solo lado con penetración total y verificación mediante técnicas END apropiadas.	
71	Efecto del tamaño para $t > 25 \text{ mm}$ $k_s = \left(\frac{25}{t}\right)^{0,2}$	Con chapa dorsal: 14) Empalmes en prolongación. 15) Empalmes en prolongación de anchura o espesor rebajado con pendiente $\leq 1/4$. También es válido para chapas curvas.	Detalles 14) y 15): Soldaduras en ángulo de unión de la chapa dorsal con extremos distantes más de 10 mm de los bordes de la chapa cargada. Puntos de soldadura aplicados en la zona a ocupar por las soldaduras a tope.
50		16) Empalmes en prolongación con chapa dorsal permanente y anchura o espesor rebajado con pendiente $\leq 1/4$. También es válido para chapas curvas.	16) Si los extremos de las soldaduras en ángulo de la chapa dorsal distan menos de 10 mm de los bordes de la chapa, o si no es posible garantizar un buen ajuste.
71	Efecto del tamaño para $t > 25 \text{ mm}$ y/o de la excentricidad: $k_s = \left(\frac{25}{t_1}\right)^{0,2} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{t_1} \cdot \frac{t_1^{1,5}}{t_1^{1,5} + t_2^{1,5}}\right)$ 	pendiente $\leq 1/2$ 17) Empalmes en prolongación con ejes alineados y espesor discontinuo.	
40	Como el detalle 4 de la tabla A27.8.4	18) Empalmes en prolongación de soldadura a tope a través del ala interpuesta.	Detalles 18) y 19): La comprobación a fatiga del elemento interpuesto debe efectuarse como detalle 4 o 5 de la tabla A27.8.4.
		19) Para transiciones con acuerdo conforme al detalle 4 de la tabla A27.8.4.	

Tabla A27.8.4 Cartelas y rigidizadores soldados

Categoría de detalle	Detalle constructivo		Descripción	Requisitos
80	$L \leq 50 \text{ mm}$		Cartelas longitudinales: 1) La categoría del detalle es función de la longitud L de la cartela.	El espesor de la cartela debe ser inferior a su altura. En caso contrario, véase la tabla A27.8.5, detalles 5 o 6.
71	$50 < L \leq 80 \text{ mm}$			
63	$80 < L \leq 100 \text{ mm}$			
56	$L > 100 \text{ mm}$			
71	$L > 100 \text{ mm}$ $\alpha < 45^\circ$		2) Cartelas longitudinales soldadas a chapas o tubos.	
80	$r > 150 \text{ mm}$		3) Cartela con acuerdo de transición soldada en ángulo a una chapa o tubo; extremo del cordón de soldadura reforzado (penetración total); longitud del cordón reforzado $> r$.	Detalles 3) y 4): Acuerdo de transición ejecutado mediante mecanizado u oxicorte de la cartela antes de ser soldada, posterior desbaste del área de soldadura paralela a la flecha dibujada hasta eliminar por completo el pie del cordón transversal.
90	$\frac{r}{l} \geq \frac{1}{3}$ o $r > 150 \text{ mm}$		4) Cartela soldada al borde de una chapa o al del ala de una viga.	
71	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{l} \leq \frac{1}{3}$			
50	$\frac{r}{l} < \frac{1}{6}$			
40			5) Unión soldada sin acuerdo de transición.	
80	$\ell \leq 50 \text{ mm}$		Cartelas o rigidizadores transversales	Detalles 6) y 7):
71	$50 < \ell \leq 80 \text{ mm}$		6) Cartelas soldadas a chapas. 7) Rigidizadores verticales soldados a vigas armadas o perfiles laminados. 8) Diafragmas de vigas cajón soldados a las alas o a las almas. Para secciones pequeñas pueden no ser viables. Las categorías de detalle son válidas también para rigidizadores anulares.	Los extremos de los cordones deben ser cuidadosamente desbastados para eliminar mordeduras. 7) Si el rigidizador termina en el alma (parte izquierda de la figura), $\Delta\sigma$ debe calcularse empleando las tensiones principales.
80			9) Efecto sobre material base debido a los conectadores soldados	

Tabla A27.8.5 Uniones transmisoras de carga

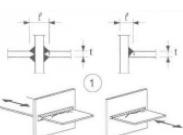
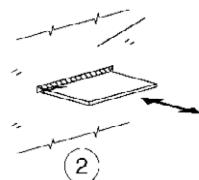
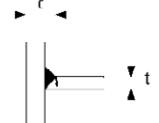
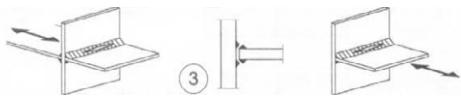
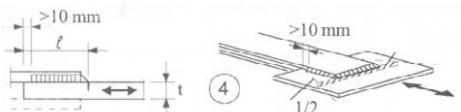
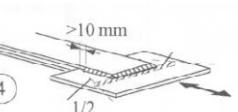
Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
80	$\ell \leq 50 \text{ mm}$, cualquier t	<u>Uniones en cruz y en T:</u> 1) Fisuración del pie del cordón en soldaduras a tope con penetración total y en todas las soldaduras con penetración parcial. 	1) Comprobada mediante inspección la ausencia de discontinuidades y desalineaciones fuera de las tolerancias del Capítulo 21 del Código Estructural. 2) Para calcular $\Delta\sigma$ deberán emplearse las tensiones nominales modificadas. 3) En uniones con penetración parcial son necesarias dos comprobaciones a fatiga: en primer lugar la fisuración de la raíz de la unión con las tensiones definidas en el apartado 5 y con las categorías de detalle 36* para $\Delta\sigma_w$ y 80 para $\Delta\tau_w$. En segundo lugar la fisuración de la raíz del cordón se evalúa con el valor de $\Delta\sigma$ correspondiente a la chapa solicitada. <u>Detalles 1) a 3):</u> La des-alineación de las chapas cargadas no debe superar el 15% del espesor de la interpuesta.
71	$50 \text{ mm} < \ell \leq 80 \text{ mm}$, cualquier t		
63	$80 \text{ mm} < \ell \leq 100 \text{ mm}$, cualquier t		
56	$100 \text{ mm} < \ell \leq 120 \text{ mm}$, cualquier t		
56	$\ell > 120 \text{ mm}$, $t \leq 20 \text{ mm}$		
50	$120 \text{ mm} < \ell \leq 200 \text{ mm}$ $t > 20 \text{ mm}$		
	$\ell > 200 \text{ mm}$ $20 \text{ mm} < t \leq 30 \text{ mm}$		
45	$200 \text{ mm} < \ell \leq 300 \text{ mm}$ $t > 30 \text{ mm}$		
	$\ell > 300 \text{ mm}$ $30 \text{ mm} < t \leq 50 \text{ mm}$		
40	$\ell > 300 \text{ mm}$, $t > 50 \text{ mm}$		
Como el detalle 1 de la tabla A27.8.5	Chapa flexible 	2) Fisuración de pie de cordón desde los extremos de la soldadura, con concentración de tensiones debida a la flexibilidad de la chapa. 	
36*		3) Fisuración de la raíz de la unión en uniones en ángulo y en uniones a tope en T con penetración parcial, de acuerdo con la figura A26.4.6 del Anexo 26	
Como el detalle 1 de la tabla A27.8.5	área de la chapa principal sometida a tensiones: $\text{pendiente} = 1/2$ 	<u>Uniones por solape soldadas:</u> 4) Uniones por solape con soldaduras en ángulo. 	4) En la chapa principal, $\Delta\sigma$ se calculará empleando el área indicada en la figura. 5) $\Delta\sigma$ debe calcularse en las chapas exteriores. <u>Detalles 4) y 5):</u> - Extremos de la soldadura a más de 10 mm del borde de la chapa principal. - La fisuración por cortante de los cordones debe comprobarse mediante el detalle 8.

Tabla A27.8.5 (cont.) Uniones transmisoras de carga

Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
45*		<u>Uniones por solape soldadas:</u> 5) Uniones por solape con soldaduras en ángulo.	
56*	$t_c < t$	$t_c \geq t$	
56*	$t \leq 20$	-	
50	$20 < t \leq 30$	$t \leq 20$	
45	$30 < t \leq 50$	$20 < t \leq 30$	
40	$t > 50$	$30 < t \leq 50$	
36	-	$t > 50$	
56	Cordón frontal reforzado		7) Platabandas en vigas laminadas y armadas. La longitud del refuerzo ha de ser superior a $5t_c$.
80 $m = 5$			8) Soldadura continua en ángulo con transmisión de esfuerzos rasantes, como en el caso de las uniones ala-alma en vigas armadas. 9) Uniones por solape con soldaduras en ángulo.
Véase Anejo 32 (90 $m=8$)		<u>Conectadores soldados para transmisión de rasante:</u> 10) Para estructuras mixtas.	10) $\Delta\tau$ se calcula para la sección nominal del perno del conectador.
71			11) Unión tubo-brida con el 80% de soldaduras a tope y penetración total.
40			12) $\Delta\sigma$ calculado para el tubo.

Tabla A27.8.6 Perfiles huecos

Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
71		1) Uniones tubo-chapa con aplastamiento del extremo del tubo, soldadura a tope, biselado de bordes en X.	1) $\Delta\sigma$ debe calcularse para el tubo. Diámetro del tubo inferior a 200 mm.
71	$\alpha \leq 45^\circ$	2) Uniones tubo-chapa soldadas a lo largo de ranuras de inserción de la chapa en el tubo rematadas con taladros.	2) $\Delta\sigma$ debe calcularse para el tubo. La fisuración por cortante de la soldadura debe comprobarse utilizando el detalle 8 de la tabla A27.8.5.
63	$\alpha > 45^\circ$		
71		<u>Soldaduras a tope con cordones frontales</u> 3) Empalmes en prolongación extremo-extremo entre perfiles circulares huecos con soldaduras a tope.	<u>Detalles 3) y 4)</u> - Cordones con sobreespesor inferior al 10% de la anchura y transición gradual. - Ejecución de la soldadura en posición horizontal, inspeccionado y comprobado libre de defectos fuera de las tolerancias según el Capítulo 21 del Código Estructural. - Para $t > 8$ mm, la categoría de detalle aumentará en dos categorías.
56		4) Empalmes en prolongación extremo-extremo entre perfiles rectangulares huecos con soldaduras a tope.	
71		<u>Acoplamientos mediante soldadura:</u> 5) Perfiles huecos circulares o rectangulares unidos a otros perfiles mediante soldaduras en ángulo.	5) - Soldaduras que no transmitan carga. - Ancho paralelo a la dirección de las tensiones $\ell \leq 100$ mm. - Para otros casos véase la tabla A27.8.4.
50		<u>Empalmes en prolongación soldados:</u> 6) Empalmes en prolongación extremo-extremo entre perfiles circulares huecos mediante soldadura a tope con chapa interpuesta.	<u>Detalles 6) y 7)</u> - Soldaduras que transmitan carga. - Comprobación de soldaduras mediante inspección, y ausencia de defectos fuera de las tolerancias según el Capítulo 21 del Código Estructural.
45		7) Empalmes en prolongación extremo-extremo entre perfiles rectangulares huecos mediante soldadura a tope con chapa interpuesta.	- Para $t > 8$ mm, la categoría de detalle aumenta en un escalón.
40		8) Empalmes en prolongación extremo-extremo entre perfiles circulares huecos mediante soldadura en ángulo con chapa interpuesta.	<u>Detalles 8) y 9)</u> - Soldaduras que transmitan carga. - Espesores de pared $t \leq 8$ mm.
36		9) Empalmes en prolongación extremo-extremo entre perfiles rectangulares huecos mediante soldadura en ángulo con chapa interpuesta.	

Tabla A27.8.7 Uniones de vigas en celosía

Categoría de detalle	Detalle constructivo	Requisitos
90 m = 5	$\frac{t_0}{t_i} \geq 2,0$ Uniones con separación: Detalle 1): Nudos en K y en N, perfiles circulares huecos:	<u>Detalles 1) y 2)</u> <p>- Comprobaciones por separado de cordones y riostras.</p> <p>- Para valores del cociente t_0/t_i intermedios, la categoría de detalle puede obtenerse por interpolación lineal de las categorías de detalle.</p> <p>- Se admite soldadura en ángulo para riostras con espesor de pared $t \leq 8 \text{ mm}$.</p> <p>t_0 y $t_i \leq 8 \text{ mm}$ $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ $(b_0/t_0)x(t_0/t_i) \leq 25$ $(d_0/t_0)x(t_0/t_i) \leq 25$ $0,4 \leq b/b_0 \leq 1,0$ $0,25 \leq d/d_0 \leq 1,0$ $b_0 \leq 200 \text{ mm}$ $d_0 \leq 300 \text{ mm}$ $-0,5 h_0 \leq e_{ip} \leq 0,25 h_0$ $-0,5 d_0 \leq e_{ip} \leq 0,25 d_0$ $e_{op} \leq 0,02 b_0$ ó $0,02 d_0$ $(e_{op} \text{ es la excentricidad fuera del plano})$</p>
45 m = 5	$\frac{t_0}{t_i} = 1,0$	
71 m = 5	$\frac{t_0}{t_i} \geq 2,0$ Uniones con separación: Detalle 2): Nudos en K y en N, perfiles rectangulares huecos:	
36 m = 5	$\frac{t_0}{t_i} = 1,0$	
71 m = 5	$\frac{t_0}{t_i} \geq 1,4$ Uniones con solape: Detalle 3): Nudos en K, perfiles circulares y rectangulares huecos:	<u>Detalles 3) y 4)</u> <p>- 30% ≤ solape ≤ 100%</p> <p>- solape = $(q/p) \times 100\%$</p> <p>- Es necesario realizar las comprobaciones por separado de cordones y riostras.</p> <p>- Para valores del cociente t_0/t_i comprendidos entre 1 y 1,4, la categoría de detalle puede obtenerse por interpolación lineal.</p> <p>- Se admite la soldadura en ángulo para riostras con espesor de pared $t \leq 8 \text{ mm}$.</p> <p>t_0 y $t_i \leq 8 \text{ mm}$ $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ $(b_0/t_0)x(t_0/t_i) \leq 25$ $(d_0/t_0)x(t_0/t_i) \leq 25$ $0,4 \leq b/b_0 \leq 1,0$ $0,25 \leq d/d_0 \leq 1,0$ $b_0 \leq 200 \text{ mm}$ $d_0 \leq 300 \text{ mm}$ $-0,5 h_0 \leq l_{ip} \leq 0,25 h_0$ $-0,5 d_0 \leq l_{ip} \leq 0,25 d_0$ $e_{op} \leq 0,02 b_0$ o $0,02 d_0$ $(e_{op} \text{ es la excentricidad de alabeo})$</p>
56 m = 5	$\frac{t_0}{t_i} = 1$	
71 m = 5	$\frac{t_0}{t_i} \geq 1,4$ Uniones con solape: Detalle 4): Nudos en N, perfiles rectangulares y circulares huecos:	
50 m = 5	$\frac{t_0}{t_i} = 1,0$	

Tabla A27.8.8 Tableros ortótropos con rigidizadores cerrados

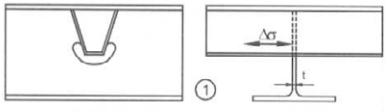
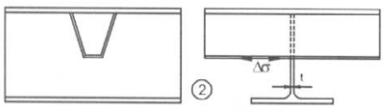
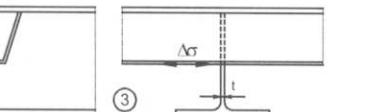
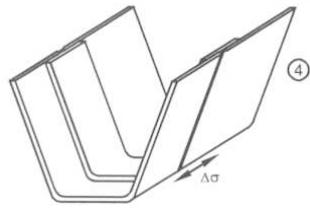
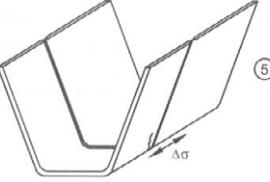
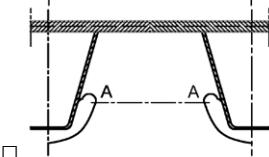
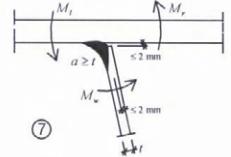
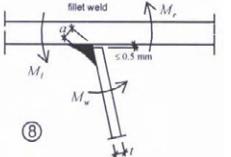
Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
80	$t \leq 12 \text{ mm}$		1) Rigidizador continuo longitudinal con groeras en las viguetas.
71	$t > 12 \text{ mm}$		2) Rigidizador continuo longitudinal sin groeras en las viguetas.
80	$t \leq 12 \text{ mm}$		3) Rigidizador longitudinal discontinuo, interrumpido por las viguetas.
71			4) Empalme de rigidizadores mediante soldadura a tope con penetración total y chapa dorsal.
112	Como los detalles 1, 2, 4 de la tabla A27.8.3		5) Comprobación basada en la carrera $\Delta\sigma$ de tensiones normales del rigidizador. Puntos de soldadura en la zona a ocupar por la soldadura a tope.
90	Como los detalles 5 y 7 de la tabla A27.8.3.		
80	Como los detalles 9 y 11 de la tabla A27.8.3		
71			6) Comprobación basada en el rango de tensiones de la sección crítica teniendo en cuenta el efecto Vierendeel. NOTA: Se puede utilizar la categoría de detalle 112 si el rango de tensiones se calcula con apartado 9.4.2.2(3) del Anexo 29,
71		<u>Unión soldada entre chapas de tablero y rigidizadores de sección trapezoidal o en V:</u> $\Delta\sigma = \frac{\Delta M_w}{W_w}$ 7) Soldaduras con penetración parcial con $a \geq t$.	7) Comprobación basada en el rango de tensiones normales debidas a la flexión de la chapa.
50		8) Soldaduras en ángulo o soldaduras con penetración parcial fuera de los límites del detalle 7).	8) Comprobación basada en el rango de tensiones normales debidas a la flexión de la chapa.

Tabla A27.8.9 Tableros ortótropos con rigidizadores abiertos

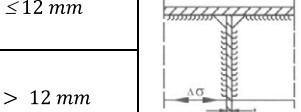
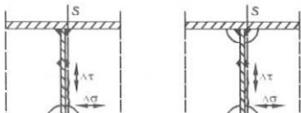
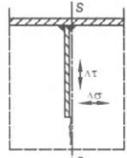
Categoría de detalle	Detalle constructivo		Descripción	Requisitos
80	$t \leq 12 \text{ mm}$		1) Uniones de rigidizadores longitudinales a viguetas.	1) Comprobación basada en la carrera $\Delta\sigma$ de tensiones normales del rigidizador.
71	$t > 12 \text{ mm}$			
56	  	2) Uniones de rigidizadores longitudinales continuos a viguetas. $\Delta\sigma = \frac{\Delta M_s}{W_{net,s}}$ $\Delta\tau = \frac{\Delta V_s}{A_{w,net,s}}$ <p>Comprobar también la carrera de tensiones entre rigidizadores según la definición del Anexo 29.</p>	2) Comprobación basada en la combinación de la carrera de tensiones tangenciales $\Delta\tau$ y normales $\Delta\sigma$ en el alma de la viga, como carrera equivalente de tensiones: $\Delta\sigma_{eq} = \frac{1}{2} \left(\Delta\sigma + \sqrt{\Delta\sigma^2 + 4\Delta\tau^2} \right)$	

Tabla A27.8.10 Uniones ala-alma de una viga carril

Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
160		1) Perfiles laminados con secciones en I o H.	1) y 2) Rango de tensiones verticales de compresión $\Delta\sigma_{vert}$ en el ala por carga de ruedas.
71		2) Unión con soldaduras a tope en T y penetración total.	
36*		3) Unión con soldaduras a tope en T y penetración parcial o penetración total efectiva según el Anexo 26.	3) y 4) Rango $\Delta\sigma_{vert}$ de tensiones en la garganta de los cordones por compresión vertical debida a carga de ruedas.
36*		4) Soldaduras en ángulo.	
71		5) Unión a ala de sección en T mediante soldaduras a tope en T con penetración total.	5) Carrera de tensiones $\Delta\sigma_{vert}$ verticales de compresión en el ala por carga de ruedas.
36*		6) Unión a ala de sección en T mediante soldaduras a tope en T con penetración parcial o con penetración total efectiva según el Anexo 26.	6) y 7) Carrera $\Delta\sigma_{vert}$, de tensiones en la garganta de los cordones por compresión vertical debida a carga de ruedas.
36*		7) Unión a ala de sección en T mediante soldaduras en ángulo.	

Apéndice A Recomendaciones para la determinación de los parámetros de las cargas de fatiga y métodos de comprobación

A.1 Determinación de los procesos de cargas

(1) Es conveniente determinar, en base a casos típicos similares, las secuencias de cargas que puedan ser consideradas como envolventes de todas las secuencias de cargas de servicio durante la vida de diseño a la fatiga, véase la figura A27.A.1a).

A.2 Historial de tensiones para los detalles

(1) Deberá determinarse un historial de tensiones, a partir de los procesos de carga eventuales del detalle constructivo considerando el tipo y la forma de las líneas de influencia y los efectos de amplificación dinámica de la respuesta de la estructura, véase la figura A27.A.1b).

(2) El historial de tensiones puede determinarse también a partir de valores experimentales de estructuras similares o de cálculos dinámicos de la respuesta de la estructura.

A.3 Recuento de ciclos

(1) El historial de tensiones puede evaluarse por los siguientes métodos de recuento de ciclos:

- método de la gota de agua;
- método del vaciado de depósito, ver figura A27.A.1.c).

para determinar:

- rangos de tensiones y sus números de ciclos;
- las tensiones medias, cuando sea necesario tener en cuenta la influencia de la tensión media.

A.4 Espectro del rango de tensiones

(1) El espectro del rango de tensiones deberá determinarse a partir de plantear los rangos de tensiones y el número de ciclos asociados en orden descendente, véase la figura A27.A.1d).

(2) El espectro del rango de tensiones puede modificarse sin tener en cuenta los valores pico del rango de tensiones que representan menos del 1% del daño total y los rangos de tensiones pequeños situados por debajo del umbral de daño.

(3) El espectro de un rango de tensiones puede normalizarse de acuerdo con su forma, por ejemplo con las coordenadas $\overline{\Delta\sigma} = 1,0$ y $\sum n = 1,0$.

A.5 Ciclos para la rotura

(1) Cuando se emplea el espectro de cálculo los rangos de tensiones aplicados $\Delta\sigma_i$ deberán multiplicarse por γ_{Ff} y el valor de la resistencia a fatiga $\Delta\sigma_c$ dividirlo por γ_{Mf} , con el objeto de obtener el valor de resistencia N_{Ri} para cada banda del espectro. El daño D_d producido durante la vida útil deberá calcularse a partir de:

$$D_d = \sum_i^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \quad (\text{A.1})$$

donde:

n_{Ei} es el número de ciclos asociados con el rango de tensiones $\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i$ para la banda i en el espectro ponderado

N_{Ri} es la resistencia (en ciclos) obtenida de la curva ponderada $\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} - N_R$ para un rango de tensiones $\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i$.

(2) En base a la equivalencia de D_d , el espectro de cálculo del rango de tensiones puede transformarse en un espectro de rango de tensiones de cálculo equivalente, por ejemplo un espectro de cálculo con un rango de tensiones de amplitud constante, produciendo la carga de fatiga equivalente Q_e asociada a un número de ciclos $n_{\max} = \sum n_i$ ó $Q_{E,2}$ asociado a un número de ciclos $N = 2 \times 10^6$.

A.6 Formatos de comprobación

(1) La evaluación de la fatiga basada en la acumulación de daño deberá aplicar el siguiente criterio:

- basado en la acumulación de daño:

$$D_d \leq 1,0 \quad (\text{A.2})$$

- basado en el rango de tensiones:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \sqrt[m]{D_d} \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad \text{donde } m = 3 \quad (\text{A.3})$$

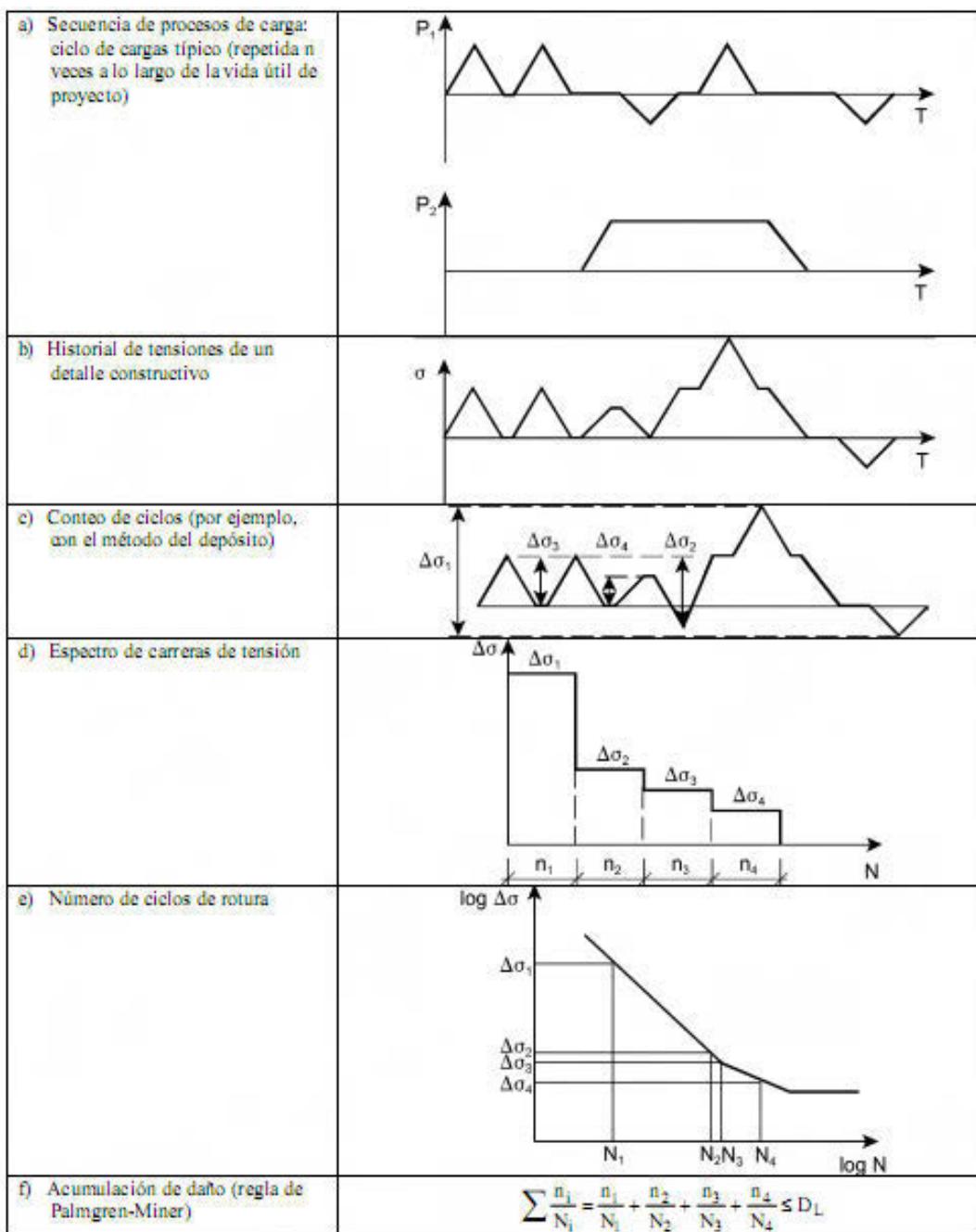


Figura A27.A.1 Método acumulativo de daño

A.7 Cálculo de las carreras de tensiones

Las carreras de tensiones se determinarán mediante las siguientes reglas:

- Identificación de los ciclos de carga básicos (por ejemplo, cada paso del carro en un puente grúa) a partir de las especificaciones particulares del proyecto, y determinación del número de veces que se repiten a lo largo de la vida útil de la estructura.
- Selección de los detalles constructivos a comprobar (por ejemplo, los cordones de ala de un empalme soldado en una viga carrilera) y cálculo de las tensiones producidas por los ciclos de carga básicos (por ejemplo, las tensiones normales en las alas en la sección del citado empalme).

3. Para los detalles tipo incluidos en las tablas A27.8.1.a a A27.8.10 de este anexo, basta calcular las tensiones nominales, que incluyen los efectos debidos al carácter dinámico de las acciones, pero no los de concentración de tensiones. Esta exclusión se debe a que la concentración de tensiones causada por la configuración geométrica del detalle está tenida en cuenta a través de las categorías de detalle que figuran en las tablas A27.8.1 a A27.8.10.
4. Cuando los detalles de las tablas A27.8.1.a a A27.8.10 estén bajo el efecto de concentradores de tensión (cambios de sección, taladros, aberturas, etc.) no incluidos en la geometría tipificada del detalle, es necesario multiplicar las tensiones nominales por el correspondiente factor de concentración de tensiones. Las tensiones resultantes se denominan tensiones nominales modificadas.
5. En las estructuras en celosía formadas por perfiles tubulares circulares o rectangulares y cargadas en su plano, las concentraciones de tensión debidas a los momentos secundarios en los nudos pueden tenerse en cuenta multiplicando las tensiones obtenidas a partir de un modelo convencional (de nudos articulados) por los factores k_1 indicados en las tablas A27.A.1.a y A27.A.1.b.

Tabla A27.A.1.a Factores k_1 para vigas en celosía de perfiles circulares huecos

Tipo de nudo		Cordones	Montantes	Diagonales
Nudos con huelgo	Tipo K	1,5	1,0	1,3
	Tipo N/Tipo KT	1,5	1,8	1,4
Nudos con solape	Tipo K	1,5	1,0	1,2
	Tipo N/Tipo KT	1,5	1,65	1,25

Tabla A27.A.1.b Factores k_1 para vigas en celosía de perfiles rectangulares huecos

Tipo de nudo		Cordones	Montantes	Diagonales
Nudos con huelgo	Tipo K	1,5	1,0	1,3
	Tipo N / Tipo KT	1,5	2,2	1,6
Nudos con solape	Tipo K	1,5	1,0	1,3
	Tipo N / Tipo KT	1,5	2,0	1,4

6. En las uniones soldadas con fuertes gradientes de tensión en el pie de los cordones de soldadura, las tensiones nominales se sustituyen por las tensiones geométricas. Las tensiones geométricas son tensiones principales en el material base de la raíz del cordón que incluyen los efectos de las concentraciones de tensión debidas a la configuración geométrica global del detalle y a la configuración geométrica local del cordón de soldadura. Para las uniones soldadas de la tabla A27.B1 de este anexo, basta emplear métodos de análisis capaces de considerar el efecto concentrador de tensiones debido a la geometría global del nudo, ya que el efecto del cordón se recoge en las categorías de detalle de la tabla.
7. Las carreras de tensión en los ciclos de carga básicos pueden determinarse a partir de las tensiones empleando el método del "vaciado del depósito" o el método de la "gota de agua". Junto con el valor de cada carrera de tensión habrá de determinarse también el número de veces que la carrera se repite en la vida útil de la estructura.

En el método del "vaciado del depósito" los valores de las tensiones y el orden en que se suceden a lo largo del tiempo se representan como puntos de un diagrama cartesiano, con las

tensiones como ordenadas y cualquier variable que sea una función creciente del tiempo como abscisa. Cada punto así representado se une con el siguiente mediante una recta y la poligonal resultante se identifica con el perfil de un depósito de agua cuya superficie libre es la paralela al eje de abscisas del gráfico que pasa por el punto de máxima tensión. Cada mínimo relativo de la poligonal es un desagüe del depósito. El depósito se vacía abriendo los desagües uno tras otro, cuando el precedente deja de evacuar agua. En cada apertura se abre el desagüe que origina el máximo descenso local del nivel del agua. Las carreras de tensiones son las profundidades locales de cada desagüe inmediatamente antes de ser abierto. Las carreras de tensiones obtenidas por este método a partir del gráfico de la figura A27.A.2 serían S_1 , S_2 , S_3 y S_4 .

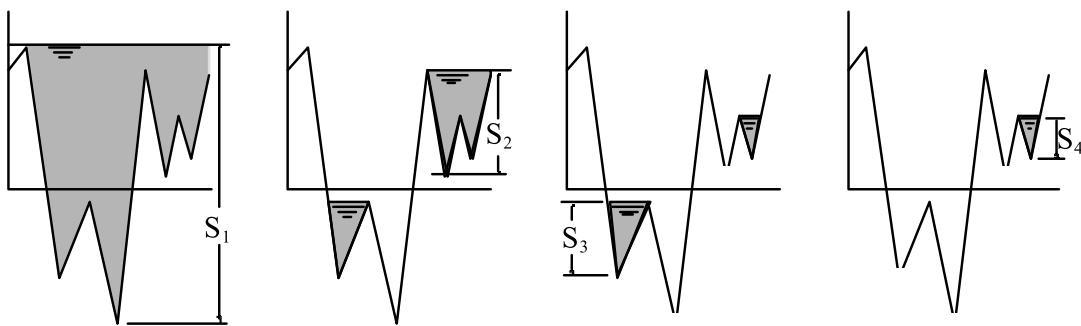


Figura A27.A.2 Determinación de las carreras de tensiones por el método del "vaciado del depósito"

8. Para determinar las carreras de tensiones normales en detalles sin soldaduras o con soldaduras sometidas a un tratamiento de relajación de tensiones, las tensiones de compresión pueden reducirse al 60%.

Apéndice B Recomendaciones para la resistencia a fatiga empleando el método de las tensiones geométricas (punto caliente)

(1) Para la aplicación del método de las tensiones geométricas se dan las categorías de detalle en la tabla A27.B.1 para fisuras con origen en el pie de cordones de:

- soldaduras a tope;
- soldadura en ángulo de cartelas y rigidizadores;
- soldadura en ángulo con uniones en cruz.

Tabla A27.B.1 Categorías de detalle para el método de las tensiones geométricas (punto caliente)

Categoría de detalle	Detalle constructivo	Descripción	Requisitos
112	①	1) Soldaduras a tope con penetración total.	1) - Todas las soldaduras deberán estar enrasadas con las superficies unidas por amolado paralelamente a la dirección de la flecha del dibujo. - Utilización y posterior retirada de chapas de respaldo y amolado bordes de chapa en la dirección de la tensión. - Soldeo por ambos lados y comprobación mediante END. - Para desalineaciones véase la NOTA 1.
100	②	1) Soldaduras a tope con penetración total.	2) - Cordones de soldadura no amolados. - Utilización y posterior retirada de chapas de respaldo y amolado de los bordes de chapa con muela en la dirección de la tensión. - Soldeo por ambos lados. - Para desalineaciones véase la NOTA 1.
100	③	3) Unión en cruz con soldaduras a tope en K y penetración total.	3) - Ángulo de pie de cordón ≤ 60°. - Para desalineaciones véase la NOTA 1.
100	④	4) Soldaduras en ángulo no transmisoras de carga.	4) - Ángulo de pie de cordón ≤ 60°. - Véase también la NOTA 2.
100	⑤	5) Extremos de fijaciones y extremos de rigidizadores longitudinales.	5) - Ángulo de cordón ≤ 60°. - Véase también la NOTA 2.
100	⑥	6) Extremos de chapas de cubrición y uniones similares.	6) - Ángulo de pie de cordón ≤ 60°. - Véase también la NOTA 2.
90	⑦	7) Uniones en cruz con soldaduras en ángulo transmisoras de carga.	7) - Ángulo de pie de cordón ≤ 60°. - Para desalineaciones véase la NOTA 1. Véase también la NOTA 2.

NOTA 1: La tabla A27.B.1 no cubre los efectos de la desalineación. Tienen que considerarse explícitos en la determinación de las tensiones.

NOTA 2: La tabla A27.B.1 no cubre la iniciación de la fatiga desde la raíz de una soldadura seguida de la propagación a través de la garganta.

NOTA 3: Para la definición del ángulo del pie del cordón de soldadura véase la norma UNE-EN 1090.

ANEJO 28**Proyecto de estructuras de acero. Tenacidad de fractura****Contenido****1. GENERALIDADES.**

- 1.1. ALCANCE.
- 1.2. NORMATIVA DE REFERENCIA.
- 1.3. TÉRMINOS Y DEFINICIONES.
 - 1.3.1. *Resiliencia KV.*
 - 1.3.2. *Zona de transición.*
 - 1.3.3. *Zona dúctil.*
 - 1.3.4. T_{27J} .
 - 1.3.5. *Estricción Z.*
 - 1.3.6. *Tenacidad de fractura K_{Ic} .*
 - 1.3.7. *Grado de conformado en frío.*
- 1.4. NOTACIÓN.

2. SELECCIÓN DE LOS MATERIALES POR TENACIDAD DE FRACTURA.

- 2.1. GENERALIDADES.
- 2.2. PROCEDIMIENTO.
- 2.3. ESPESORES MÁXIMOS ADMISIBLES.
 - 2.3.1. *Generalidades.*
 - 2.3.2. *Determinación del máximo espesor admisible de los elementos.*
- 2.4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL MEDIANTE LA MECÁNICA DE LA FRACTURA.

3. SELECCIÓN DE LOS MATERIALES POR LAS PROPIEDADES DEL ESPESOR.

- 3.1. GENERALIDADES.
- 3.2. PROCEDIMIENTO.

1. Generalidades

1.1. Alcance

- (1) Este anexo contiene una guía de cálculo para la selección de aceros basada en la tenacidad de la fractura y para determinar las propiedades del espesor de los elementos soldados cuando haya un riesgo significativo de desgarro laminar durante la fabricación.
- (2) Este anexo es de aplicación en aceros recogidos en el Artículo 83 del Código Estructural.
- (3) Las reglas y guías dadas en los apartados 2 y 3 suponen que la construcción se ejecutará de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 21 del Código Estructural.

1.2. Normativa de referencia

- (1) Las normas citadas en este anexo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

1.3. Términos y definiciones

1.3.1. Resiliencia KV

La resiliencia KV (Resiliencia Charpy V) es la energía de choque medida en Julios [J] necesario para romper una probeta Charpy (probeta con una entalla determinada a una temperatura T dada). Las normas de producto generalmente especifican que las muestras del ensayo no deberán fallar a una energía de impacto por debajo de 27 J a la temperatura de ensayo especificada T .

1.3.2. Zona de transición

La región del diagrama tenacidad-temperatura mostrada en la relación KV(T) en la que la tenacidad del material disminuye con la temperatura y el modo de fallo cambia de dúctil a frágil. Los valores de temperatura T_{27J} requeridos en las normas de producto se localizan en la zona baja de esta región.

1.3.3. Zona dúctil

La región del diagrama tenacidad-temperatura en la que los elementos de acero muestran un comportamiento elasto-plástico con modos dúctiles de fractura independientemente de la presencia de pequeños defectos y discontinuidades en el proceso de fabricación.

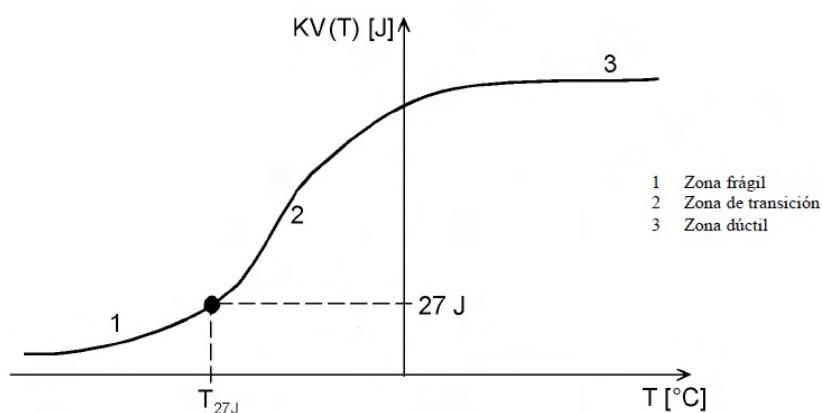


Figura A28.1.1 Relación entre la energía de impacto y la temperatura

1.3.4. T_{27J}

Temperatura a la que la energía mínima del ensayo de impacto de Charpy A_V no será inferior a 27 J.

1.3.5. Estricción Z

Reducción porcentual que experimenta la sección transversal de una probeta perpendicular al plano de la chapa en un ensayo de tracción, de acuerdo con lo establecido en el apartado 82.5.2 del Código Estructural.

1.3.6. Tenacidad de fractura K_{Ic}

Tenacidad de fractura en el plano de deformación para el comportamiento elástico lineal medido en $N/mm^{3/2}$.

NOTA: Las dos unidades alternativas internacionales reconocidas para el coeficiente de intensidad de tensión K son $N/mm^{3/2}$ y $MPa\sqrt{m}$ (es decir $MN/m^{3/2}$) donde:

$$1 \frac{N}{mm^{\frac{3}{2}}} = 0,032 MPa\sqrt{m}$$

1.3.7. Grado de conformado en frío

Deformación permanente debida al conformado en frío medida en porcentaje.

1.4. Notación

$KV(T)$	energía de impacto en Julios [J] en un ensayo a temperatura T con una muestra entallada en V de Charpy
Z	calidad Z [%]
T	temperatura [$^{\circ}C$]
T_{Ed}	temperatura de referencia
K	Factor de intensidad de tensiones
δ	Apertura del frente de fisura, en mm , medida en una muestra pequeña para determinar la tenacidad de fractura elasto-plástica
J	Valor de la tenacidad de fractura elasto-plástica (valor de la integral J) en N/mm determinado como una integral lineal o superficial que engloba el frente de fisura de la superficie de una fisura a la otra
K_{Ic}	Valor de la tenacidad de fractura elástica (coeficiente de intensidad de tensiones) medido en $N/mm^{3/2}$
ε_{cf}	grado de conformado en frío (DCF) en porcentaje
σ_{Ed}	Tensión asociada a la temperatura de referencia T_{Ed} .

2. Selección de los materiales por tenacidad de fractura

2.1. Generalidades

(1) La guía dada en este apartado deberá utilizarse para la selección del material de nueva construcción. No se pretende cubrir las evaluaciones de materiales en servicio. Las reglas deberán utilizarse para seleccionar una calidad adecuada de acero conforme al Capítulo 18 del Código Estructural.

(2) Las reglas son de aplicación a los elementos traccionados, soldados y sometidos a tensiones de fatiga en las que alguna parte del ciclo de tensiones sea de tracción.

NOTA: Para elementos no sujetos a tracción, soldadura o fatiga las reglas podrían ser conservadoras. En tales casos podrá ser apropiada el análisis mediante la mecánica de rotura, véase el apartado 2.4. La tenacidad a la fractura no necesita especificarse para elementos solicitados únicamente a compresión.

(3) Las reglas deberán aplicarse a las propiedades de los materiales especificadas para cada tipo de acero según lo recogido en el Capítulo 18 del Código Estructural en función de su tenacidad. No podrá utilizarse material de calidad inferior aunque los resultados de los ensayos muestren el cumplimiento de la calidad específica.

2.2. Procedimiento

(1) La calidad del acero deberá seleccionarse teniendo en cuenta lo siguiente:

(i) propiedades del material de acero:

- límite elástico dependiente del espesor del material $f_y(t)$,
- tenacidad expresada en términos de T_{27J} o T_{40J} ,

(ii) características del elemento:

- forma y detalles del elemento,
- concentración de tensiones de acuerdo con los expuesto en el Anejo 27 del Código Estructural,
- espesor del elemento (t),
- hipótesis apropiadas de producción con imperfecciones (tales como fisuras en el espesor o fisuras superficiales semi-elípticas),

(iii) situaciones de proyecto:

- valor de cálculo de la temperatura más baja del elemento,
- tensiones máximas debidas a acciones permanentes e impuestas calculadas considerando las condiciones de cálculo descritas en la disposición (4),
- tensiones residuales,
- hipótesis de crecimiento de fisuras debido a cargas de fatiga durante un intervalo de inspecciones (si procede),
- velocidad de deformación $\dot{\epsilon}$ debida a acciones accidentales (si procede),
- grado de conformado en frío (ϵ_{cf}) (si procede).

(2) El espesor permitido de los elementos de acero frente a la fractura deberá obtenerse del apartado 2.3 y de la tabla A28.2.1.

(3) Podrán aplicarse los siguientes métodos alternativos para determinar los requisitos de tenacidad:

- Método mecánico de fractura:

En este método el valor de cálculo de la tenacidad requerida no deberá superar el valor de cálculo de las propiedades de tenacidad.

- Evaluación numérica:

Esta podrá llevarse a cabo utilizando una o más muestras de ensayo a gran escala. Para conseguir resultados realistas, los modelos deberán construirse y ponerse en carga de forma similar a la estructura real.

(4) Deberán utilizarse las siguientes condiciones de cálculo:

- (i) Las acciones deberán ser las correspondientes a la siguiente combinación:

$$E_d = E\{A[T_{Ed}] + \sum G_K + "ψ_1 Q_{K1}" + " \sum ψ_{2,i} Q_{Ki}\} \quad (2.1)$$

donde la acción dominante A es la temperatura de referencia T_{Ed} que influye en la tenacidad del material del elemento considerado y podrá generar tensiones por restricción del movimiento. $\sum G_K$ son las acciones permanentes, $ψ_1 Q_{K1}$ es el valor frecuente de la carga variable y $ψ_{2,i} Q_{Ki}$ son los valores quasi-permanentes del resto de cargas variables acompañantes, que gobiernan el nivel de tensiones en el material.

- (ii) Los coeficientes de combinación $ψ_1$ y $ψ_2$ deberán ser acordes con lo establecido en el Anejo 18 del Código Estructural y la reglamentación específica vigente.
- (iii) La tensión máxima aplicada $σ_{Ed}$ deberá ser la tensión nominal en el punto de inicio de la fractura potencial. $σ_{Ed}$ deberá calcularse en estado límite de servicio teniendo en cuenta todas las combinaciones de acciones permanentes y variables como se define en la reglamentación específica vigente.

NOTA 1: La combinación anterior se considerará equivalente a una combinación accidental, porque se supone que se producen simultáneamente la temperatura más baja, la dimensión de la imperfección, la localización de la imperfección y las propiedades del material.

NOTA 2: $σ_{Ed}$ podrá incluir tensiones debidas a coacciones de movimientos producidos por cambios de temperatura.

NOTA 3: Como la acción dominante es la temperatura de referencia T_{Ed} , generalmente la tensión máxima aplicada $σ_{Ed}$ no superará el 75% del límite elástico.

(5) La temperatura de referencia T_{Ed} en el punto de fractura potencial deberá determinarse utilizando la siguiente expresión:

$$T_{Ed} = T_{md} + ΔT_r + ΔT_σ + ΔT_R + ΔT_ε + ΔT_{ε_{cf}} \quad (2.2)$$

donde:

T_{md} es la temperatura más baja del aire para un periodo de retorno específico, (véase reglamentación específica)

$ΔT_r$ es un término que considera el efecto de la pérdida por radiación térmica, (véase reglamentación específica)

$ΔT_σ$ es el ajuste para la tensión y el límite elástico del material, imperfección de fisura y forma y dimensiones del elemento, véase el apartado 2.4(3)

$ΔT_R$ es el margen de seguridad, si se requiere, para reflejar los diferentes niveles de fiabilidad para las diferentes aplicaciones. Se utilizará el valor de $ΔT_R = 0°C$ en la ecuación (2.2) si se utiliza la tabla A28.2.1 de espesores máximos

$\Delta T_{\dot{\varepsilon}}$ es el ajuste por una velocidad de deformación distinta de la de referencia $\dot{\varepsilon}_0$ (véase la ecuación 2.3)

$\Delta T_{\varepsilon_{cf}}$ es el ajuste para considerar el grado de conformación en frío ε_{cf} (véase la ecuación 2.4).

NOTA 2: Se ha utilizado una curva normalizada del incremento de temperatura ΔT_{σ} en la obtención de los valores tabulados en 2.3, que envuelve los valores de cálculo de la función de intensidad de tensiones [K] para unas tensiones aplicadas σ_{Ed} y tensiones residuales e incluyendo la correlación de Wallin-Sanz entre la función de intensidad de tensiones [K] y la temperatura T . Podrá tomarse un valor de $\Delta T_{\sigma} = 0^{\circ}\text{C}$ cuando se utilicen los valores tabulados de acuerdo con el apartado 2.3.

NOTA 4: No se limita el uso de la tabla A28.2.1 a aceros de calidad inferior o igual a S460.

(6) Las tensiones de referencia σ_{Ed} deberán determinarse utilizando un análisis elástico teniendo en cuenta los efectos secundarios debidos a las deformaciones.

2.3. Espesores máximos admisibles

2.3.1. Generalidades

(1) La tabla A28.2.1 indica los espesores máximos permisibles de los elementos en función de la calidad del acero, su tenacidad en términos de la resiliencia KV , de la tensión de referencia $[\sigma_{Ed}]$ y de la temperatura de referencia $[T_{Ed}]$.

(2) Los valores tabulados se basan en las siguientes hipótesis:

- los valores cumplen los requisitos de fiabilidad de del Artículo 5 de este Código Estructural para la calidad general del material,
- se utiliza una velocidad de deformación de referencia $\dot{\varepsilon}_0 = 4 \times 10^{-4}/\text{seg}$. Esto cubre los efectos de acciones dinámicas para la mayoría de las situaciones transitorias y persistentes de cálculo. Para otras velocidades de deformación $\dot{\varepsilon}$ (como cargas de impacto) podrán utilizarse los valores tabulados descontando al T_{Ed} el valor de $\Delta T_{\dot{\varepsilon}}$.

$$\Delta T_{\dot{\varepsilon}} = -\frac{1440-f_y(t)}{550} x \left(\ln \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0} \right) [\text{°C}] \quad (2.3)$$

- se suponen materiales no conformados en frío con $\varepsilon_{cf} = 0\%$. En el caso de aceros no envejecidos conformados en frío, podrán utilizarse los valores tabulados reduciendo T_{Ed} con $\Delta T_{\varepsilon_{cf}}$, donde:

$$\Delta T_{\varepsilon_{cf}} = -3\varepsilon_{cf} [\text{°C}] \quad (2.4)$$

- los valores del espesor nominal de la entalladura en términos de T_{27J} se basará en las siguientes normas de productos: UNE-EN 10025, UNE-EN 10210-1, UNE-EN 10219-1.

Para otros valores se utilizará la siguiente correlación:

$$T_{40J} = T_{27J} + 10 [\text{°C}]$$

$$T_{30J} = T_{27J} + 0 [\text{°C}] \quad (2.5)$$

- para elementos sujetos a fatiga, están cubiertos todas las categorías detalladas para las tensiones nominales en el Anejo 27 del Código Estructural.

NOTA: La fatiga se ha tenido en cuenta mediante la aplicación de una carga de fatiga a un elemento con una supuesta imperfección inicial. El daño asumido es un cuarto del daño a fatiga total obtenido del Anejo 27. Esta aproximación permite la evaluación de un número mínimo de “periodos seguros” entre las inspecciones en servicio cuando en las inspecciones deba especificarse la tolerancia del daño de

acuerdo con el Anejo 27. El número requerido de inspecciones en servicio se relaciona con los coeficientes parciales de seguridad γ_{Ff} y γ_{Mf} aplicados en el cálculo a fatiga de acuerdo con el Anejo 27 por la expresión:

$$n = \frac{4}{(\gamma_{Ff}\gamma_{Mf})^m} - 1,$$

donde $m = 5$ para estructuras de vida útil larga tales como puentes.

El "periodo de seguridad" entre las inspecciones de servicio podrá cubrir también la vida útil completa de la estructura.

2.3.2. Determinación del máximo espesor admisible de los elementos

(1) La tabla A28.2.1 da el máximo espesor admisible de los elementos en función de tres niveles tensionales expresados como proporciones del límite elástico nominal:

- a) $\sigma_{Ed} = 0,75f_y(t) [N/mm^2]$
 - b) $\sigma_{Ed} = 0,50f_y(t) [N/mm^2]$
 - c) $\sigma_{Ed} = 0,25f_y(t) [N/mm^2]$
- (2.6)

donde:

$f_y(t)$ podrá determinarse, o bien de:

$$f_y(t) = f_{y,nom} - 0,25 \frac{t}{t_0} \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

donde:

t es el espesor de la chapa en mm y $t_0 = 1 mm$,

o bien de tomar R_{eH^-} de las normas de aceros correspondientes.

Los valores tabulados corresponden a siete temperaturas de referencia: $+10, 0, -10, -20, -30, -40$ y $-50 {}^\circ C$.

Tabla A28.2.1 Máximos valores admisibles del espesor del elemento t en mm

Tipo de acero	Subtipo	KV a T [°C]	J _{min}	Temperatura de referencia T _{Ed} [°C]																				
				σ _{Ed} = 0,75 f _y (t)								σ _{Ed} = 0,50 f _y (t)												
				10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20	90	75	65	55	45	40	35	135	115	100	85	75	65	60
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30	125	105	90	75	65	55	45	175	155	135	115	100	85	75
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40	170	145	125	105	90	75	65	200	200	175	155	135	115	100
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15	80	70	55	50	40	35	30	125	110	95	80	70	60	55
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25	115	95	80	70	55	50	40	165	145	125	110	95	80	70
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35	155	130	115	95	80	70	55	200	190	165	145	125	110	95
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45	180	155	130	115	95	80	70	200	190	165	145	125	110	100
	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65	200	200	180	155	130	115	95	230	200	200	190	165	145	100
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	15	10	65	55	45	40	30	25	25	110	95	80	70	60	55	45
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15	95	80	65	55	45	40	30	150	130	110	95	80	70	60
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25	135	110	95	80	65	55	45	200	175	150	130	110	95	80
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55	200	175	150	130	110	95	90
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50	200	180	155	135	110	95	80	210	200	200	175	150	130	100
S420	M,N	-20	40	95	80	65	55	45	35	30	140	120	100	85	70	60	50	200	185	160	140	120	100	85
	ML,NL	-50	27	135	115	95	80	65	55	45	190	165	140	120	100	85	70	200	200	185	160	140	120	100
S460	Q	-20	30	70	60	50	40	30	25	20	110	95	75	65	55	45	35	175	155	130	115	95	80	70
	M,N	-20	40	90	70	60	50	40	30	25	130	110	95	75	65	55	45	200	175	155	130	115	95	80
	QL	-40	30	105	90	70	60	50	40	30	155	130	110	95	75	65	55	200	175	155	130	115	95	90
	ML,NL	-50	27	125	105	90	70	60	50	40	180	155	130	110	95	75	65	200	200	175	155	130	115	100
	QL1	-60	30	150	125	105	90	70	60	50	200	180	155	130	110	95	75	215	200	200	175	155	130	100
S690	Q	0	40	40	30	25	20	15	10	10	65	55	45	35	30	20	20	120	100	85	75	60	50	45
	Q	-20	30	50	40	30	25	20	15	10	80	65	55	45	35	30	20	140	120	100	85	75	60	50
	QL	-20	40	60	50	40	30	25	20	15	95	80	65	55	45	35	30	165	140	120	100	85	75	60
	QL	-40	30	75	60	50	40	30	25	20	115	95	80	65	55	45	35	190	165	140	120	100	85	75
	QL1	-40	40	90	75	60	50	40	30	25	135	115	95	80	65	55	45	200	190	165	140	120	100	85
	QL1	-60	30	110	90	75	60	50	40	30	160	135	115	95	80	65	55	200	190	165	140	120	100	100

NOTA 1: Podrá aplicarse una interpolación lineal de la tabla A28.2.1. La mayoría de las aplicaciones requieren valores de σ_{Ed} entre $\sigma_{Ed} = 0,75 f_y(t)$ y $\sigma_{Ed} = 0,50 f_y(t)$. $\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$ se da para poder interpolar. No pueden extrapolarse los valores fuera del intervalo $[0,75 f_y(t), 0,25 f_y(t)]$.

NOTA 2: Deberá proporcionarse la temperatura de ensayo T_{KV} cuando se encarguen productos en acero S690.

NOTA 3: Los valores de la tabla A28.2.1 se han calculado para los valores garantizados de la energía del ensayo de Charpy V orientados a productos laminados.

2.4. Análisis estructural mediante la mecánica de la fractura

(1) Para el análisis estructural numérico mediante la mecánica de la fractura, los requisitos de tenacidad y la tenacidad de cálculo de los materiales podrán expresarse en términos de los valores de CTOD (Apertura del frente de fisura), valores de la integral J, valores de K_{Ic} o valores de KV y deberá realizarse una comparación adecuada utilizando los métodos mecánicos de fractura apropiados.

(2) Deberá cumplirse la siguiente condición para la temperatura de referencia:

$$T_{Ed} \leq T_{Rd} \quad (2.7)$$

donde:

T_{Rd} es la temperatura a la que puede suponerse un nivel seguro de tenacidad de fractura bajo las condiciones evaluadas.

(3) El mecanismo de fallo potencial podrá modelarse utilizando una imperfección apropiada que reduzca la sección neta del material de modo que se haga más susceptible al fallo por fractura de la sección reducida. La imperfección deberá cumplir los siguientes requisitos:

- localización y forma deberán adecuarse a la entalladura considerada. Podrán utilizarse las tablas de clasificación de fatiga del Anejo 27 del Código Estructural como guías para la posición adecuada de las fisuras,
- para los elementos no susceptibles de fatiga, el tamaño de la imperfección deberá ser la mínima detectable en inspecciones llevadas a cabo según el Capítulo 24 de este Código Estructural. La imperfección asumida deberá disponerse en la posición de la concentración más desfavorable de tensiones,
- para los elementos susceptibles de fatiga, la dimensión de la imperfección deberá consistir en una imperfección inicial creciente con la fatiga. La dimensión de la fisura inicial deberá elegirse tal que represente un valor mínimo detectable por los métodos de inspección utilizados de acuerdo con el Capítulo 24 de este Código Estructural. El crecimiento de la fisura debido a la fatiga deberá calcularse con el modelo de mecánica de fractura apropiado utilizando cargas experimentadas durante la vida útil o en un intervalo de inspecciones (según corresponda).

(4) Si un detalle estructural no puede localizarse en una categoría de detalle específica en el Anejo 27 del Código Estructural o si se utilizan métodos más rigurosos para obtener resultados más precisos que los dados en la tabla A28.2.1, entonces podrán llevarse a cabo comprobaciones más específicas utilizando ensayos de fractura reales en muestras de ensayos a gran escala.

NOTA: El análisis numérico de los resultados de los ensayos podrá realizarse utilizando la metodología dada en el Apéndice D del Anejo 18 del Código Estructural.

3. Selección de los materiales por las propiedades del espesor

3.1. Generalidades

La clase de calidad será la Clase 1 para todos los productos de acero y todos los espesores recogidos en el Artículo 83 del Código Estructural. Deberán realizarse inspecciones tras la ejecución para identificar si se produce desgarro laminar.

(3) Deberán considerarse los siguientes aspectos en la selección de ensamblajes o conexiones de acero para prevenir ante desgarro laminar:

- la posición crítica en términos de tensiones de tracción aplicadas y el grado de redundancia,
- la deformación en la dirección del espesor del elemento en el que se realiza la conexión. Esta deformación surge de la retracción del metal soldado al enfriar. Aumenta en gran medida cuando el movimiento libre se coacciona por otras partes de la estructura,
- la naturaleza del detalle de la unión, particularmente en uniones soldadas en cruz, en T y en L. Por ejemplo, en el caso mostrado en la figura A28.3.1, la chapa horizontal podrá tener poca ductilidad en la dirección del espesor. Lo más probable es que el desgarro laminar aparezca si la deformación en la unión es en la dirección del espesor del material, que ocurre si la cara de unión es aproximadamente paralela a la superficie del material y la deformación inducida por la retracción es perpendicular a la dirección del laminado del material. Serán más susceptibles los soldeos más pesados,

- las propiedades químicas del material sometido a tensiones transversales. En particular, altos niveles de sulfuros, incluso significativamente bajo los límites normalizados del producto de acero normalizado, puede aumentar el desgarro laminar.

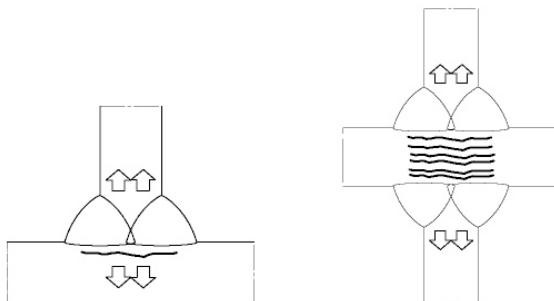


Figura A28.3.1 Desgarro laminar

(4) La susceptibilidad del material deberá determinarse midiendo la ductilidad del espesor de acuerdo con la norma UNE-EN 10164, que se expresa en términos de clase de calidad identificada por los valores Z .

NOTA 1: El desgarro laminar es un fallo por la soldadura inducido en el material que generalmente se hace evidente durante una inspección por ultrasonidos. El riesgo principal del desgarro está en uniones en cruz, en T y en L y en soldaduras de penetración completa.

NOTA 2: En la norma UNE-EN 1011-2 se proporciona una guía para evitar el desgarro laminar durante el soldeo.

3.2. Procedimiento

(1) El desgarro laminar se puede despreciar si se cumple la siguiente condición:

$$Z_{Ed} \leq Z_{Rd} \quad (3.1)$$

donde:

Z_{Ed} es el valor Z de cálculo requerido en función de la magnitud de las deformaciones por retracción coaccionada del metal bajo los cordones de soldadura

Z_{Rd} es el valor Z de cálculo disponible para el material de acuerdo con la norma UNE-EN 10164, como Z_{15} , Z_{25} o Z_{35} .

(2) El valor Z de cálculo requerido podrá determinarse aplicando:

$$Z_{Ed} = Z_a + Z_b + Z_c + Z_d + Z_e \quad (3.2)$$

en la que Z_a , Z_b , Z_c , Z_d y Z_e se dan en la tabla A28.3.2.

Tabla A28.3.2 Criterios para el valor objetivo Z_{Ed}

a)	Profundidad de garganta efectiva para la deformación por retracción térmica	Profundidad de garganta efectiva a_{eff} (véase la figura 3.2)	Espesor de garganta a para soldaduras en ángulo	Z_i
		$a_{eff} \leq 7 \text{ mm}$	$a = 5 \text{ mm}$	$Z_a = 0$
		$7 < a_{eff} \leq 10 \text{ mm}$	$a = 7 \text{ mm}$	$Z_a = 3$
		$10 < a_{eff} \leq 20 \text{ mm}$	$a = 14 \text{ mm}$	$Z_a = 6$
		$20 < a_{eff} \leq 30 \text{ mm}$	$a = 21 \text{ mm}$	$Z_a = 9$
		$30 < a_{eff} \leq 40 \text{ mm}$	$a = 28 \text{ mm}$	$Z_a = 12$
		$40 < a_{eff} \leq 50 \text{ mm}$	$a = 35 \text{ mm}$	$Z_a = 15$
		$50 < a_{eff}$	$a > 35 \text{ mm}$	$Z_a = 15$
b)	Forma y posición de las soldaduras en uniones en T, en cruz y en ángulo			$Z_b = -25$
				$Z_b = -10$
		soldaduras monocapa en ángulo $Z_a = 0$ o soldaduras en ángulo con tope de metal de aportación de baja resistencia $Z_a > 1$		$Z_b = -5$
		soldaduras multicapa en ángulo		$Z_b = 0$
		soldaduras con penetración completa y con penetración parcial		$Z_b = 3$
		soldaduras con penetración completa y con penetración parcial		$Z_b = 5$
		soldaduras en ángulo		$Z_b = 8$
c)	Restricciones a la retracción por efecto del espesor s del material	$s \leq 10\text{mm}$		$Z_c = 2^*$
		$10 < s \leq 20\text{mm}$		$Z_c = 4^*$
		$20 < s \leq 30\text{mm}$		$Z_c = 6^*$
		$30 < s \leq 40\text{mm}$		$Z_c = 8^*$
		$40 < s \leq 50\text{mm}$		$Z_c = 10^*$
		$50 < s \leq 60\text{mm}$		$Z_c = 12^*$
		$60 < s \leq 70\text{mm}$		$Z_c = 15^*$
d)	Restricciones a la retracción por efecto remoto de otras partes de la estructura posterior a la soldadura	Coacción baja	Retracción libre (por ejemplo, uniones en T)	$Z_d = 0$
		Coacción media	Retracción limitada (por ejemplo, diafragmas en vigas cajón)	$Z_d = 3$
		Coacción alta	Retracción impidiida (por ejemplo, largueros en chapas de tableros ortótopos)	$Z_d = 5$
e)	Influencia del precalentamiento	Sin precalentamiento		$Z_e = 0$
		Precalentamiento $\geq 100^\circ\text{C}$		$Z_e = -8$

* Puede reducirse un 50% para materiales comprimidos en la dirección del espesor bajo las cargas estáticas predominantes.



Figura A28.3.2 Espesor de garganta eficaz a_{eff} por retracción térmica

(3) La clase apropiada Z_{Rd} de acuerdo con la norma UNE-EN 10164 podrá obtenerse aplicando la clasificación correspondiente.

NOTA: Para la clasificación véanse los Anejos 22 y 29 del Código Estructural.

ANEJO 29**Proyecto de estructuras de acero. Puentes de acero****Contenido****1 GENERALIDADES.**

- 1.1 ALCANCE.
 - 1.1.1 *Objeto del Anejo 29.*
 - 1.1.2 *Alcance del Anejo 29.*
- 1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA.
- 1.3 HIPÓTESIS.
- 1.5 TÉRMINOS Y DEFINICIONES.
 - 1.5.1 *Puentes.*
 - 1.5.2 *Estríbo.*
 - 1.5.3 *Estríbo integral.*
 - 1.5.4 *Pila.*
 - 1.5.5 *Apoyo.*
 - 1.5.6 *Tirante.*
 - 1.5.7 *Pretensado.*
 - 1.5.8 *Gálibo.*
 - 1.5.9 *Respiración (de chapas).*
 - 1.5.10 *Elementos estructurales secundarios.*
- 1.6 NOTACIÓN.
- 1.7 CONVENIOS PARA LOS EJES.

2 BASES DE CÁLCULO.

- 2.1 REQUISITOS.
 - 2.1.1 *Requisitos básicos.*
 - 2.1.2 *Gestión de la fiabilidad.*
 - 2.1.3 *Vida útil de proyecto, durabilidad y resistencia.*
 - 2.1.3.1 Generalidades.
 - 2.1.3.2 Vida útil de proyecto.
 - 2.1.3.3 Durabilidad.
 - 2.1.3.4 Robustez e integridad estructural.
- 2.2 PRINCIPIOS DE CÁLCULO EN ESTADO LÍMITE.
- 2.3 VARIABLES BÁSICAS.
 - 2.3.1 *Acciones y condiciones ambientales.*
 - 2.3.2 *Propiedades de los materiales y de los productos.*
- 2.4 COMPROBACIÓN POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES.
- 2.5 CÁLCULO ASISTIDO POR ENSAYOS.

3 MATERIALES.

- 3.1 GENERALIDADES.
- 3.2 ACERO ESTRUCTURAL.
 - 3.2.1 *Propiedades del material.*
 - 3.2.2 *Requisitos de ductilidad.*
 - 3.2.3 *Tenacidad de fractura.*
 - 3.2.4 *Resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto.*
 - 3.2.5 *Tolerancias.*
 - 3.2.6 *Valores de cálculo de los coeficientes de los materiales.*

3.3 DISPOSITIVOS DE UNIÓN.

3.3.1 *Fijaciones.*

- 3.3.1.1 Tornillos, tuercas y arandelas.
- 3.3.1.2 Tornillos pretensados.
- 3.3.1.3 Roblones y remaches.
- 3.3.1.4 Pernos de anclaje.

3.3.2 *Material de aporte en soldaduras.*

3.4 CABLES Y OTROS ELEMENTOS TRACCIONADOS.

3.5 APOYOS.

3.6 OTROS ELEMENTOS DEL PUENTE.

4 DURABILIDAD.**5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.**

5.1 MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA PARA EL ANÁLISIS.

- 5.1.1 *Modelización estructural e hipótesis básicas.*
- 5.1.2 *Modelización de uniones.*
- 5.1.3 *Interacción suelo-estructura.*

5.2 ANÁLISIS GLOBAL.

- 5.2.1 *Efectos de la geometría deformada de la estructura.*
- 5.2.2 *Estabilidad estructural de los pórticos.*

5.3 IMPERFECCIONES.

- 5.3.1 *Bases.*
- 5.3.2 *Imperfecciones para el análisis global de pórticos.*
- 5.3.3 *Imperfecciones para el análisis de los sistemas de arriostramiento.*
- 5.3.4 *Imperfecciones de los elementos.*

5.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS CONSIDERANDO LA NO LINEALIDAD DE LOS MATERIALES.

- 5.4.1 *Generalidades.*
- 5.4.2 *Análisis global elástico.*

5.5 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES.

- 5.5.1 *Bases.*
- 5.5.2 *Clasificación.*

6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.

6.1 GENERALIDADES.

6.2 RESISTENCIA DE LAS SECCIONES.

- 6.2.1 *Generalidades.*
- 6.2.2 *Propiedades de la sección.*

- 6.2.2.1 Sección bruta.
- 6.2.2.2 Sección neta.
- 6.2.2.3 Efectos de arrastre por cortante.
- 6.2.2.4 Propiedades eficaces de secciones con almas Clase 3 y alas Clase 1 o 2.
- 6.2.2.5 Efectos de la abolladura en secciones de Clase 4.
- 6.2.2.6 Propiedades eficaces de secciones de Clase 4.

6.2.3 *Tracción.*6.2.4 *Compresión.*6.2.5 *Flexión.*6.2.6 *Cortante.*6.2.7 *Torsión.*

- 6.2.7.1 Generalidades.

6.2.7.2 Torsión en la que se pueden despreciar los efectos de distorsión.

6.2.8 *Flexión, axil, cortante y cargas transversales.*

6.2.9 *Flexión y cortante.*

6.2.10 *Flexión y axil.*

6.2.10.1 Secciones Clase 1 y 2.

6.2.10.2 Secciones Clase 3.

6.2.10.3 Secciones Clase 4.

6.2.11 *Flexión, cortante y axil.*

6.3 RESISTENCIA A PANDEO DE LOS ELEMENTOS.

6.3.1 *Elementos de sección constante a compresión.*

6.3.1.1 Resistencia a pandeo.

6.3.1.2 Curvas de pandeo.

6.3.1.3 Esbeltez para el pandeo por flexión.

6.3.1.4 Esbeltez para el pandeo por torsión y el pandeo por torsión y flexión.

6.3.1.5 Utilización de propiedades de sección de Clase 3 con límites de tensión.

6.3.2 *Elementos de sección constante a flexión.*

6.3.2.1 Resistencia a pandeo.

6.3.2.2 Curvas de pandeo lateral por torsión. Caso general.

6.3.2.3 Curvas de pandeo lateral para secciones laminadas o secciones soldadas equivalentes.

6.3.3 *Elementos de sección constante sometidos a flexión y compresión.*

6.3.4 *Método general para el pandeo lateral y flexión de elementos estructurales.*

6.3.4.1 Método general.

6.3.4.2 Método simplificado.

6.4 ELEMENTOS COMPUESTOS COMPRIMIDOS.

6.5 ABOLLADURA DE CHAPAS.

7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

7.1 GENERALIDADES.

7.2 MODELOS DE CÁLCULO.

7.3 LIMITACIONES DE TENSIONES.

7.4 LIMITACIÓN DE LA RESPIRACIÓN DE LAS ALMAS.

7.5 LÍMITES RELATIVOS A LOS GÁLIBOS DE CIRCULACIÓN.

7.6 LÍMITES RELATIVOS AL ASPECTO VISUAL.

7.7 CRITERIOS DE FUNCIONAMIENTO PARA PUENTES DE FERROCARRIL.

7.8 CRITERIOS DE FUNCIONAMIENTO PARA PUENTES DE CARRETERA.

7.8.1 *Generalidades.*

7.8.2 *Límite de flechas para evitar un excesivo impacto del tráfico.*

7.8.3 *Efectos de resonancia.*

7.9 CRITERIOS DE FUNCIONAMIENTO PARA PASARELAS PEATONALES.

7.10 CRITERIOS DE FUNCIONAMIENTO PARA LOS EFECTOS DEL VIENTO.

7.11 ACCESIBILIDAD DE LOS DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LAS UNIONES Y LAS SUPERFICIES.

7.12 DRENAJE.

8 ELEMENTOS DE SUJECIÓN, SOLDADURAS, CONEXIONES Y UNIONES.

8.1 UNIONES MEDIANTE TORNILLOS Y BULONES.

8.1.1 *Categorías de uniones con tornillos.*

8.1.1.1 Uniones a cortante.

8.1.1.2 Uniones en tracción.

8.1.2 *Disposición de los taladros para los tornillos.*

8.1.3 Resistencia de cálculo de los elementos individuales de unión.

- 8.1.3.1 Tornillos.
- 8.1.3.2 Pernos por inyección.
 - 8.1.3.2.1 Generalidades.
 - 8.1.3.2.2 Resistencia de cálculo.

8.1.4 Grupos de elementos de unión.**8.1.5 Uniones largas.****8.1.6 Uniones resistentes al deslizamiento con las uniones 8.8 y 10.9.**

- 8.1.6.1 Resistencia de cálculo al deslizamiento.
- 8.1.6.2 Tracción y cortante combinados.
- 8.1.6.3 Uniones híbridas.

8.1.7 Deducciones por los taladros de los elementos de unión.

- 8.1.7.1 Generalidades.
- 8.1.7.2 Cálculo de la resistencia al desgarro.
- 8.1.7.3 Angulares conectados por un ala y otros elementos en tracción unidos de forma asimétrica.
- 8.1.7.4 Angulares de soporte.

8.1.8 Fuerzas de palanca.**8.1.9 Distribución de esfuerzos entre elementos de unión en estado límite último.****8.1.10 Uniones con bulones.**

- 8.1.10.1 Generalidades.
- 8.1.10.2 Cálculo de los bulones.

8.2 UNIONES SOLDADAS.**8.2.1 Geometría y dimensiones.**

- 8.2.1.1 Tipo de soldadura.
- 8.2.1.2 Soldaduras en ángulo.
 - 8.2.1.2.1 Generalidades.
 - 8.2.1.2.2 Soldaduras en ángulo discontinuas.
- 8.2.1.3 Soldaduras de ojal (o en ranura).
- 8.2.1.4 Soldaduras a tope.
- 8.2.1.5 Soldaduras de tapón (o botón).
- 8.2.1.6 Soldaduras en chaflán.

8.2.2 Soldaduras con rellenos.**8.2.3 Resistencia de cálculo de una soldadura en ángulo.****8.2.4 Resistencia de cálculo de soldaduras en ojal (o en ranura).****8.2.5 Resistencia de cálculo de las soldaduras a tope.**

- 8.2.5.1 Soldaduras a tope con penetración completa.
- 8.2.5.2 Soldaduras a tope con penetración parcial.
- 8.2.5.3 Soldaduras a tope en T.

8.2.6 Resistencia de cálculo de las soldaduras de tapón (o botón).**8.2.7 Distribución de esfuerzos.****8.2.8 Uniones con alas no rigidizadas.****8.2.9 Uniones largas.****8.2.10 Soldaduras a tope con penetración parcial a un único lado cargadas excéntricamente.****8.2.11 Angulares conectados por un lado.****8.2.12 Soldadura en zonas conformadas en frío.****8.2.13 Análisis de uniones estructurales formadas por secciones en doble T.****8.2.14 Uniones de perfiles tubulares.**

9 COMPROBACIÓN A FATIGA.

9.1 GENERALIDADES.

- 9.1.1 *Requisitos para la comprobación a fatiga.*
- 9.1.2 *Cálculo en fatiga de puentes de carretera.*
- 9.1.3 *Cálculo en fatiga de puentes de ferrocarril.*

9.2 CARGA DE FATIGA.

- 9.2.1 *Generalidades.*
- 9.2.2 *Modelo simplificado de carga de fatiga para puentes de carretera.*
- 9.2.3 *Modelo simplificado de carga de fatiga para puentes de ferrocarril.*

9.3 COEFICIENTES PARCIALES PARA COMPROBACIONES A FATIGA.

9.4 RANGO DE TENSIONES DE FATIGA.

- 9.4.1 *Generalidades.*
- 9.4.2 *Análisis en fatiga.*
 - 9.4.2.1 *Rigidizadores longitudinales.*
 - 9.4.2.2 *Vigas transversales.*

9.5 PROCEDIMIENTOS DE COMPROBACIÓN A FATIGA.

- 9.5.1 *Comprobación a fatiga.*
- 9.5.2 *Coeficientes de daño equivalente . para puentes de carretera.*
- 9.5.3 *Coeficientes de daño equivalente λ para puentes de ferrocarril.*
- 9.5.4 *Combinación del daño debido a rangos de tensiones locales y globales.*

9.6 RESISTENCIA A FATIGA.

9.7 TRATAMIENTO POSTERIOR A LA SOLDADURA.

10 CÁLCULO ASISTIDO POR ENSAYOS.

10.1 GENERALIDADES.

10.2 TIPOS DE ENSAYOS.

10.3 COMPROBACIÓN DE LOS EFECTOS AERODINÁMICOS EN PUENTES MEDIANTE ENSAYOS.

APÉNDICE A RECOMENDACIONES TÉCNICAS PARA LOS APOYOS.**APÉNDICE B RECOMENDACIONES TÉCNICAS PARA LAS JUNTAS DE DILATACIÓN EN PUENTES DE CARRETERA.****APÉNDICE C RECOMENDACIONES PARA LOS DETALLES CONSTRUCTIVOS DE TABLEROS DE PUENTES DE ACERO.**

C.1 PUENTES DE AUTOPISTA.

- C.1.1 *Generalidades.*
- C.1.2 *Chapa de tablero.*
- C.1.3 *Rigidizadores.*
- C.1.4 *Vigas transversales.*

C.2 PUENTES DE FERROCARRIL.

- C.2.1 *Generalidades.*
- C.2.2 *Espesor y dimensiones de la chapa.*
- C.2.3 *Unión del rigidizador a la viga transversal.*
- C.2.4 *Inspección y tolerancias en la preparación de la soldadura.*

C.3 TOLERANCIAS PARA LOS PRODUCTOS SEMI-ACABADOS Y LA FABRICACIÓN.

- C.3.1 *Tolerancias para los productos semi-acabados.*
- C.3.2 *Tolerancias para la fabricación.*
- C.3.3 *Requisitos particulares para las uniones soldadas.*

APÉNDICE D LONGITUDES DE PANDEO RECOMENDADAS DE ELEMENTOS EN PUENTES Y CONSIDERACIONES SOBRE LAS IMPERFECCIONES GEOMÉTRICAS.

D.1 GENERALIDADES.

D.2 CELOSÍAS.

D.2.1 *Elementos verticales y diagonales con extremos fijos.*

D.2.2 *Elementos verticales que forman parte de un pórtico.*

D.2.3 *Pandeo de las diagonales fuera de su plano.*

D.2.4 *Cordones comprimidos de puentes con sección abierta.*

D.3 PUENTES ARCO.

D.3.1 *Generalidades.*

D.3.2 *Coeficientes de pandeo de arcos en su plano.*

D.3.3 *Coeficientes de pandeo de arcos autoportantes fuera de su plano.*

D.3.4 *Pandeo fuera de su plano de arcos con contravientos y pórticos extremos.*

D.3.5 *Imperfecciones.*

APÉNDICE E RECOMENDACIONES PARA LA COMBINACIÓN DE LOS EFECTOS LOCALES DE CARGAS DE RUEDAS Y PRESIÓN DE NEUMÁTICOS Y DE LOS EFECTOS GLOBALES DE TRÁFICO EN PUENTES DE CARRETERA.

E.1 REGLA DE COMBINACIÓN PARA LOS EFECTOS DE CARGA GLOBAL Y LOCAL.

E.2 COEFICIENTE DE COMBINACIÓN.

1 Generalidades

1.1 Alcance

1.1.1 Objeto del Anejo 29

(1) Véase el apartado 1.1.1 del Anejo 22 del Código Estructural.

NOTA: La numeración de los apartados de este Anejo en ocasiones no es consecutiva, a semejanza de la estructura de la correspondiente norma de Eurocódigo.

1.1.2 Alcance del Anejo 29

(1) Este anejo proporciona una base general para el proyecto estructural de puentes de acero y elementos de acero de puentes mixtos. Establece disposiciones que complementan, modifican o sustituyen las disposiciones equivalentes de los Anejos 22 a 29 del Código Estructural.

(2) Los criterios de proyecto para puentes mixtos se establecen en el Anejo 32 del Código Estructural.

(4) Este anejo trata únicamente la resistencia, el comportamiento en servicio y la durabilidad de las estructuras de los puentes. No se consideran otros aspectos del proyecto.

(5) Deben tenerse en cuenta los Capítulos 4 y 21 del Código Estructural para la ejecución de las estructuras de los puentes de acero.

NOTA: En el Apéndice C se recogen indicaciones adicionales.

(6) La ejecución solo se trata en la medida que es necesaria para definir la calidad de los materiales de construcción y los productos que se deben emplear, así como la calidad de ejecución requerida para cumplir con las hipótesis de cálculo.

(7) No se tratan las exigencias especiales del cálculo sísmico. Dichas exigencias se establecen en la Norma de Construcción Sismorresistente para puentes vigente.

1.2 Normativa de referencia

Las normas citadas en este anejo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

1.3 Hipótesis

(1) Véase el apartado 1.3(1) del Anejo 22 del Código Estructural.

1.5 Términos y definiciones

(1) Son de aplicación los términos y definiciones que se indican en las normas en este Código Estructural, así como los que se establecen a continuación:

1.5.1 Puentes

Construcciones de ingeniería civil cuyo objetivo principal es soportar cargas de tráfico o peatonales, salvando un obstáculo natural o una vía de comunicación.

NOTA: Se contemplan también los puentes de ferrocarril, así como los puentes que soportan canales, tuberías de servicio u otros vehículos, tales como aeronaves.

1.5.2 Estrobo

Soporte extremo de un puente.

NOTA: Se distingue entre estribos rígidos y estribos flexibles, cuando corresponda.

1.5.3 Estrobo integral

Estrobo que se une al tablero sin ninguna junta que permita el movimiento relativo.

1.5.4 Pila

Soporte intermedio de un puente, situado bajo el tablero.

1.5.5 Apoyo

Dispositivo estructural situado entre la superestructura y un estribo o pila del puente que transmite las cargas desde el tablero hacia el estribo o pila.

1.5.6 Tirante

Elemento traccionado que une el tablero de un puente al pilón o pilones, por encima del tablero.

1.5.7 Pretensado

Efecto permanente debido a esfuerzos controlados y/o deformaciones impuestas controladas dentro de una estructura.

NOTA: Se distinguen varios tipos de pretensado, según el caso (tales como pretensado mediante armaduras activas o pretensado mediante deformaciones impuestas en los apoyos).

1.5.8 Gálibo

Altura libre disponible para el tráfico.

1.5.9 Respiración (de chapas)

Deformación de una chapa fuera de su plano producida por la repetida aplicación de cargas en el plano.

1.5.10 Elementos estructurales secundarios

Elementos estructurales que no forman parte de la estructura principal del puente.

NOTA: Los elementos estructurales secundarios, tales como pretilés, impostas, escaleras y trampillas de acceso, están presentes por otras razones funcionales.

1.6 Notación

(1) Será de aplicación la notación que se establece en este Código Estructural.

Se enumera a continuación la notación adicional:

$\sigma_{Ed,ser}$, $\tau_{Ed,ser}$	Tensiones nominales obtenidas a partir de la combinación característica de cargas
λ , λ_1 , λ_2 , λ_3 , λ_4 , λ_{max} , λ_{loc} , λ_{glo}	Coeficientes de daño equivalente
ϕ_2 , ϕ_{loc} , ϕ_{glo}	Coeficientes de impacto de daño equivalente
$\Delta\sigma_p$, $\Delta\sigma_{loc}$, $\Delta\sigma_{glo}$	Rangos de tensiones producidos por una carga p

μ_k	Valor característico del coeficiente de rozamiento
γ_μ	Coeficiente parcial para el rozamiento
α	Coeficiente que depende del tipo de apoyo y número de apoyos con esfuerzos favorables o desfavorables
T_{0max}, T_{0min}, T_0	Temperaturas
$\Delta T_0, \Delta T_K, \Delta T_\gamma$	Diferencias de temperatura
γ_T	Coeficiente parcial para la temperatura
$K, K_{cimentación}, K_{pila}, K_{apoyo}$	Rigidez elástica (rigidez del muelle)
S_d, S_T	Distancia de deslizamiento

(2) La notación adicional se define en el texto cuando aparezca por primera vez.

1.7 Convenios para los ejes

(1) Véase el apartado 1.7(1), (2), (3) y (4) del Anejo 22 del Código Estructural.

2 Bases de cálculo

2.1 Requisitos

2.1.1 Requisitos básicos

(1) Véase el apartado 2.1.1(1), (2) y (3) del Anejo 22 del Código Estructural.

2.1.2 Gestión de la fiabilidad

(1) Véase el apartado 2.1.2(1) del Anejo 22 del Código Estructural.

2.1.3 Vida útil de proyecto, durabilidad y resistencia

2.1.3.1 Generalidades

(1) Véase el apartado 2.1.3.1(1) del Anejo 22 del Código Estructural.

(2) Debe justificarse la resistencia a fatiga de los puentes para su vida útil de proyecto.

2.1.3.2 Vida útil de proyecto

(1) Se debe tomar la vida útil de proyecto de 100 años como el periodo durante el cual el puente debe servir al uso al cual está destinado, requiriendo un mantenimiento normal, pero sin reparaciones importantes.

NOTA: Se puede establecer la vida útil de proyecto en las especificaciones del proyecto en el caso de puentes provisionales.

(2) Véase el apartado 2.1.3.3 para los elementos estructurales que no puedan proyectarse para la vida útil total del puente.

2.1.3.3 Durabilidad

- (1) Para asegurar su durabilidad, los puentes y sus elementos deben proyectarse de forma que se minimicen los daños debidos a deformaciones excesivas, así como por deterioro, fatiga y acciones accidentales previsibles durante su vida útil de proyecto.
- (2) Deben proyectarse las partes estructurales de un puente que se encuentren conectadas a las impostas o a los pretilés, de forma que se asegure que puedan desarrollarse las deformaciones plásticas de dichas barreras de seguridad o pretilés sin dañar la estructura.
- (3) Cuando se incluyan en un puente elementos que van a necesitar ser sustituidos, véase el apartado 4(6), debe comprobarse, como situación transitoria de proyecto, que dicha sustitución se puede realizar con total seguridad.
- (4) Se deben utilizar tornillos pretensados para realizar las uniones permanentes de las partes estructurales del puente, consiguiendo uniones de categoría B o C. Como alternativa, se pueden utilizar tornillos calibrados o soldadura, para evitar el deslizamiento.
- (5) Se pueden utilizar uniones en las cuales la transmisión de esfuerzos se realice exclusivamente por contacto directo, cuando lo justifiquen los cálculos en fatiga. Cada proyecto podrá definir los detalles específicos orientados a mejorar la durabilidad de la estructura.

El apartado 87.4 del Código Estructural recoge criterios generales sobre detalles adecuados.

2.1.3.4 Robustez e integridad estructural

- (1) El proyecto de un puente debe asegurar que, cuando se produzca el daño de un elemento debido a acciones accidentales, el resto de la estructura puede resistir en condiciones razonables, al menos, la combinación accidental de cargas.

En estructuras soportadas por cables (puentes, atirantados, puentes arco de tablero superior o puentes colgantes), se considerará la posible rotura de un tirante o péndola. La estructura deberá poder resistir la combinación de acciones accidental sin el elemento roto, teniendo en cuenta los efectos dinámicos generados por la rotura. Se comprobará particularmente la no ocurrencia de un fallo progresivo.

Igualmente, en estructuras construidas con un carro de avance se verificará que la estructura resiste la posible caída repentina de un carro, teniendo en cuenta los efectos dinámicos y considerando la combinación de cargas accidental compatible con el proceso constructivo.

- (2) Será necesario considerar los efectos de la corrosión o de la fatiga de los elementos y del material mediante la definición adecuada de los detalles de proyecto, véanse también los Anejos 27 y 28 del Código Estructural.

NOTA: El apartado 3 del Anejo 27 proporciona métodos de cálculo que utilizan los principios de vida segura.

Para comprobar la seguridad frente a la fatiga, se emplearán los métodos de tolerancia al daño y de integridad asegurada, de acuerdo con el Anejo 27, aunque generalmente se empleará este último, no estableciéndose condiciones adicionales para seleccionar el método de prevención del fallo por fatiga.

NOTA: Véase el apartado 4 para indicaciones sobre acceso, mantenimiento e inspección. En caso general, se recomienda el método de integridad asegurada.

2.2 Principios de cálculo en estado límite

- (1) Véase el apartado 2.2(1) y (2) del Anejo 22 del Código Estructural.
- (3) Para limitar el daño en los estados límite últimos, se deben emplear modelos de análisis global elástico, para las situaciones de proyecto permanentes y transitorias, véase el apartado 5.4.

(4) Se debe comprobar que se alcanza la vida útil requerida sin daños por fatiga mediante cálculos justificativos o mediante la adopción de detalles de proyecto adecuados (véase el Apéndice C), así como a través de comprobaciones del estado límite de servicio.

2.3 Variables básicas

2.3.1 Acciones y condiciones ambientales

(1) Las acciones, combinación de acciones y coeficientes parciales para el proyecto de puentes deben tomarse de la reglamentación específica vigente.

NOTA: Para las acciones sobre los tableros de puentes de acero en puentes de carretera, véase el Apéndice E.

(2) Véase el apartado 2.3(2), (3) (4) y (5) del Anejo 22 del Código Estructural.

NOTA: Para las acciones sobre los apoyos, véase el Apéndice A.

2.3.2 Propiedades de los materiales y de los productos

(1) Véase el apartado 2.3.2(1) del Anejo 22 del Código Estructural.

2.4 Comprobación por el método de los coeficientes parciales

(1) Véanse los apartados 2.4.1(1), 2.4.2(1) y (2), 2.4.3(1) y 2.4.4(1) del Anejo 22 del Código Estructural.

2.5 Cálculo asistido por ensayos

(1) Véase el apartado 2.5(1), (2) y (3) del Anejo 22 del Código Estructural.

3 Materiales

Las propiedades de los materiales se recogen en el Capítulo 18 del Código Estructural.

3.1 Generalidades

(1) Véase el apartado 3.1(1) (2) y (3) del Anejo 22 del Código Estructural.

3.2 Acero estructural

3.2.1 Propiedades del material

(1) Véase el apartado 3.2.1(1) del Anejo 22 del Código Estructural.

3.2.2 Requisitos de ductilidad

(1) Véase el apartado 3.2.2(1) y (2) del Anejo 22 del Código Estructural.

3.2.3 Tenacidad de fractura

(1) El material debe poseer la tenacidad de fractura requerida para evitar una rotura frágil durante la vida útil de proyecto considerada para la estructura.

(2) Si se cumplen las condiciones que se establecen en el Anejo 28 del Código Estructural para la temperatura mínima de servicio, no son necesarias comprobaciones adicionales frente a la rotura frágil.

Se cumplirán los requisitos adicionales para la resiliencia del material base que se recogen en tabla A29.3.1:

Tabla A29.3.1 Requerimientos adicionales para la resiliencia del material base

Espesor nominal	Requerimientos adicionales
$t \leq 30 \text{ mm}$	$T_{27J} = -20^\circ\text{C}$ de acuerdo con la norma UNE-EN 10025
$30 < t \leq 80 \text{ mm}$	Acero de grano fino de acuerdo con la norma UNE-EN 10025, por ejemplo S355N/M
$t > 80 \text{ mm}$	Acero de grano fino de acuerdo con la norma UNE-EN 10025, por ejemplo S355NL/ML

(3) Para elementos del puente comprimidos, se debe seleccionar un valor mínimo adecuado de tenacidad de fractura.

No se precisa comprobación de tenacidad de fractura en los elementos en que exista la certeza de que están sometidos únicamente a tensiones de compresión en todas sus direcciones (bien sea por compresión pura, compresión compuesta o ciclo de fatiga con tensiones únicamente de compresión).

En el resto de los casos, se utilizarán los valores de la tabla A28.2.1 del Anejo 28 del Código Estructural para $\sigma_{Ed} = 0,25f_y(t)$.

3.2.4 Resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto

(1) Se debe utilizar, cuando sea necesario, un acero con propiedades mejoradas en la dirección perpendicular a la superficie, conformes con la norma UNE-EN 10164, véase el Anejo 28 del Código Estructural.

Se utilizarán los valores definidos en la tabla A29.3.2.

Tabla A29.3.2 Elección de la clase Z según la norma UNE-EN 10164

Valor requerido Z_{Ed} según el Anejo 28	Clase Z_{Rd} , de acuerdo a la norma UNE-EN 10164
$Z_{Ed} \leq 10$	-
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	Z15
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	Z25
$Z_{Ed} > 30$	Z35

3.2.5 Tolerancias

(1) Las tolerancias de dimensión y de masa de las secciones de acero laminado, perfiles tubulares y chapas deben ser conformes con este Código Estructural y con el Documento de Evaluación Europeo (DEE) correspondiente, a menos que se especifiquen tolerancias más estrictas.

(2) Para elementos soldados deben aplicarse las tolerancias indicadas en este Código.

(3) Véase el apartado 3.2.5(3) del Anejo 22 del Código Estructural.

3.2.6 Valores de cálculo de los coeficientes de los materiales

(1) Véase el apartado 3.2.6(1) del Anejo 22 del Código Estructural.

3.3 Dispositivos de unión

3.3.1 Fijaciones

3.3.1.1 Tornillos, tuercas y arandelas

(1) Los tornillos, tuercas y arandelas deben ser conformes con lo indicado en el Anejo 26 del Código Estructural.

(2) Las reglas de este apartado son de aplicación a los tornillos de las clases descritas en el Artículo 85 del Código Estructural.

(3) Los valores nominales del límite elástico f_{yb} y de la resistencia última a tracción f_{ub} se establecen en la tabla 85.2.a del Código Estructural y se deben adoptar como valores característicos en los cálculos.

3.3.1.2 Tornillos pretensados

(1) Los tornillos estructurales de alta resistencia de las clases 8.8 y 10.9, conformes con el Anejo 26 del Código Estructural, se pueden emplear como tornillos pretensados cuando el apriete sea controlado y se lleve a cabo según ese mismo anexo.

3.3.1.3 Roblones y remaches

(1) El Código Estructural no contempla los roblones por desuso.

3.3.1.4 Pernos de anclaje

(1) Se pueden utilizar las siguientes clases de acero para los pernos de anclaje:

- clases de acero de acuerdo con el Capítulo 18 del Código Estructural;
- barras de armadura conformes con el Capítulo 8 del Código Estructural.

El límite elástico nominal para los pernos de anclaje no debe superar 640 N/mm^2 .

3.3.2 Material de aporte en soldaduras

(1) Todos los materiales de aporte en soldaduras deben ser conformes con el Anejo 26, y deberán cumplir lo establecido en el apartado 85.5 del Código Estructural

(2) Las prestaciones del material de aporte no pueden ser inferiores a los valores específicos para el tipo de acero que se va a soldar. Esto debe tenerse en cuenta para:

- límite elástico especificado;
- resistencia última a tracción;
- deformación en rotura;
- valor de la energía mínima del ensayo Charpy del material de aporte.

3.4 Cables y otros elementos traccionados

(1) Los cables y otros elementos sometidos a tracción quedan fuera del ámbito del Código Estructural y será necesario referirse a reglamentación específica.

Cada proyecto, en función de sus características, podrá definir los requisitos adicionales a cumplir por los cables y tirantes, en su caso, que deberán cumplir además la reglamentación específica que les sea de aplicación.

3.5 Apoyos

(1) Los apoyos estructurales deben ser conformes con las normas UNE-EN 1337.

Cada proyecto, en función de sus características, definirá los apoyos a disponer en cada caso, que deberán cumplir además la reglamentación específica que les sea de aplicación.

3.6 Otros elementos del puente

(1) Cada proyecto, en función de sus características, definirá las juntas de calzada, las barreras de seguridad, las barandillas, los pretilés y otros elementos auxiliares a disponer en cada caso, que deberán cumplir además la reglamentación específica que les sea de aplicación.

(2) Cada proyecto, en función de sus características, definirá el sistema específico de tratamiento de la superficie del tablero a disponer en cada caso (el sistema de acabado, los productos utilizados y el método de aplicación), que deberán cumplir además la reglamentación específica que les sea de aplicación.

4 Durabilidad

(1) Véase el apartado 4(1), (2) y (3) del Anejo 22 del Código Estructural.

Cada proyecto definirá los detalles específicos orientados a facilitar las operaciones de inspección y mantenimiento, teniendo en cuenta lo establecido en el apartado 105.4 del Código Estructural.

En el caso de que el proyecto suponga que un elemento no es accesible para inspección, deberá asegurarse que tampoco sea posible la entrada de agua en su interior durante su vida de servicio.

(4) Es necesario realizar comprobaciones a fatiga en el caso de elementos que no se puedan inspeccionar (véase el Anejo 27 del Código Estructural); además se debe proporcionar un espesor adicional adecuado, debido a la posible pérdida por corrosión.

En ausencia de estudios más detallados, el sobreespesor (incremento del espesor nominal) tendrá el siguiente valor mínimo, expresado en *mm* por cara inaccesible y por cada 30 años de vida útil prevista de la estructura:

- Clases de exposición C4 (corrosividad alta), C5 (corrosividad muy alta): 1,5 *mm*.
- Clase de exposición C3 (corrosividad media): 1 *mm*.
- Clase de exposición C2 (corrosividad baja): 0,5 *mm*.
- No se precisa sobreespesor en el caso de la clase de exposición C1 (corrosividad muy baja).

El espesor resultante (espesor nominal más el sobreespesor) en los cajones inaccesibles de puentes no podrá ser inferior a 8 *mm*.

Los aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica podrán utilizarse sin pintura de protección en las superficies exteriores, incrementando el espesor nominal, obtenido en el cálculo, en 1 *mm* para la superficie expuesta al ambiente exterior. En la superficie interior de secciones cerradas e

inaccesibles con aceros de resistencia mejorada a la corrosión atmosférica, se aplicarán las disposiciones establecidas en los párrafos anteriores relativas al sobreespesor de acero y aplicando el sistema de protección adecuado a la vida útil prevista.

(5) Se debe dotar a la estructura y a sus componentes de una resistencia a fatiga adecuada mediante:

- el cálculo en fatiga de los detalles constructivos, de acuerdo con los puntos (1) y (4) de este apartado, con el Anejo 27 del Código Estructural y con las comprobaciones en servicio según el apartado 7;
- la definición de los detalles estructurales de proyecto adecuados para los tableros de acero de losa ortótropa;
- la elección del material, según el apartado 3;
- la fabricación conforme con el Capítulo 21 del Código Estructural.

(6) Los componentes que no puedan proyectarse con suficiente fiabilidad para alcanzar la vida útil total de proyecto del puente deben estar diseñados para permitir su sustitución. Se pueden incluir en este tipo de componentes:

- tirantes, cables, péndolas;
- apoyos;
- juntas de dilatación;
- dispositivos de drenaje;
- barreras de seguridad, pretilés;
- capa de asfalto y otras protecciones de la superficie;
- barreras de viento;
- pantallas anti-ruido.

5 Análisis estructural

5.1 Modelización de la estructura para el análisis

5.1.1 Modelización estructural e hipótesis básicas

(1) Véase el apartado 5.1.1(1), (2) y (3) del Anejo 22 del Código Estructural.

(4) Para la modelización estructural y las hipótesis básicas de los elementos de los puentes, véase el Anejo 22 del Código Estructural.

NOTA: Véase además el Anejo 25 del Código Estructural para el cálculo de elementos formados por chapas.

5.1.2 Modelización de uniones

(1) Véanse el apartado 5.1.2(1), (2) y (3) del Anejo 22 y 5.1.2(1), (2), (3) y (4) del Anejo 26.

(5) Se debe elegir el tipo de unión y su modelización en los puentes, de forma que se asegure que se puede alcanzar la resistencia a fatiga requerida durante la vida útil.

NOTA: Las uniones rígidas correspondientes a las categorías de fatiga que se establecen en el Anejo 27 son adecuadas para unir elementos de puentes, con la excepción de los apoyos, articulaciones o cables.

5.1.3 Interacción suelo-estructura

(1) Véase el apartado 5.1.3(1) del Anejo 22 del Código Estructural.

NOTA 2: La rigidez de los apoyos se puede determinar a partir de las características de deformación de los apoyos, las pilas y las cimentaciones.

5.2 Análisis global

5.2.1 Efectos de la geometría deformada de la estructura

(1) Véase el apartado 5.2.1(1), (2) y (3) del Anejo 22 del Código Estructural.

(4) Los puentes se pueden calcular mediante un análisis de primer orden si se satisface el siguiente criterio:

$$\alpha_{cr} \geq 10 \quad (5.1)$$

donde:

α_{cr} se define en el apartado 5.2.1(3) del Anejo 22 del Código Estructural.

(5) Véase el apartado 5.2.1(5) y (6) del Anejo 22 del Código Estructural.

5.2.2 Estabilidad estructural de los pórticos

(1) Véase el apartado 5.2.2(1), (2), (3) y (4) del Anejo 22 del Código Estructural.

(5) Cuando el comportamiento de un puente o sus componentes esté gobernado por el primer modo de pandeo (un único grado de libertad), los efectos de segundo orden M_{II} pueden calcularse aplicando el siguiente coeficiente a los momentos flectores M_I :

$$M_{II} = M_I \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (5.2)$$

donde:

$\alpha_{cr} > 3$.

(6) Véase el apartado 5.2.2(7) y (8) del Anejo 22.

5.3 Imperfecciones

5.3.1 Bases

(1) Véase el apartado 5.3.1(1), (2) y (3) del Anejo 22.

5.3.2 Imperfecciones para el análisis global de pórticos

(1) Véase el apartado 5.3.2(1), (2) y (3) del Anejo 22.

NOTA 1: Si se acumulan los efectos por la contribución de varias pilas, se aplicará el parámetro α_m (por ejemplo para las pilas que formen un pórtico con la superestructura).

NOTA 2: Véase además el Apéndice D para la utilización de las imperfecciones de los elementos.

(4) Véase el apartado 5.3.2(6), (7), (8), (10) y (11) del Anejo 22.

5.3.3 Imperfecciones para el análisis de los sistemas de arriostramiento

(1) Véase el apartado 5.3.3(1), (2), (3), (4) y (5) del Anejo 22.

5.3.4 Imperfecciones de los elementos

(1) Véase el apartado 5.3.4(1), (2) y (3) del Anejo 22.

5.4 Métodos de análisis considerando la no linealidad de los materiales

5.4.1 Generalidades

(1) Para determinar los esfuerzos solicitantes se debe emplear un análisis elástico en todas las situaciones permanentes y transitorias de proyecto.

Para situaciones de proyecto accidentales podrá aplicarse el método general de análisis no lineal en teoría de segundo orden, que considera simultáneamente los efectos de la no linealidad del comportamiento de los materiales y del equilibrio de la estructura en su configuración geométrica deformada.

Este método general de análisis no lineal en teoría de segundo orden resulta siempre de aplicación a cualquier estructura, o elemento aislado de la misma, si se consideran de forma adecuada y conservadora las condiciones de rigidez de los apoyos de la misma, o de las vinculaciones en los extremos de los elementos, respectivamente. La interacción entre los efectos de la no linealidad geométrica y la del material se irá evaluando mediante un proceso iterativo, o paso a paso, bajo incrementos monótonos crecientes de la configuración de cargas para la que se esté controlando la estructura.

5.4.2 Análisis global elástico

(1) Véase el apartado 5.4.2(1), (2) y (3) del Anejo 22.

(4) Si todas las secciones son de Clase 1, se pueden despreciar en el estado límite último los efectos de las diferencias de temperatura, de la retracción y de los asientos del terreno.

5.5 Clasificación de las secciones

5.5.1 Bases

(1) Véase el apartado 5.5.1(1) del Anejo 22.

5.5.2 Clasificación

(1) Véase el apartado 5.5.2(1), (2), (3), (4), (5), (6), (7), (8), (9) y (10) del Anejo 22.

6 Estados límite últimos

6.1 Generalidades

(1) Los coeficientes parciales γ_M , tal y como se definen en el apartado 2.4.3 del Anejo 22 se deberán aplicar a los diferentes valores característicos de resistencia de este apartado, véase la tabla A29.6.1:

Tabla A29.6.1 Coeficientes parciales

a) resistencia de elementos y de secciones	
- resistencia de secciones frente a una plastificación excesiva, incluyendo abolladura	γ_{M0}
- resistencia de elementos frente a la inestabilidad evaluada mediante comprobaciones de dichos elementos	γ_{M1}
- resistencia a la rotura de secciones sometidas a tracción	γ_{M2}
b) resistencia de uniones	
- resistencia de tornillos	
- resistencia de bulones	
- resistencia de soldaduras	γ_{M2}
- resistencia de chapas en apoyos al aplastamiento	
- resistencia al deslizamiento	
- en estado límite último (categoría C)	γ_{M3}
- en estado límite de servicio	$\gamma_{M3,serv}$
- capacidad resistente de un perno por inyección	γ_{M4}
- resistencia de los nudos de vigas en celosía con perfiles huecos	γ_{M5}
- resistencia de los bulones en estado límite de servicio	$\gamma_{M6,serv}$
- pretensado de los tornillos de alta resistencia	γ_{M7}

NOTA: Para el coeficiente parcial de la resistencia del hormigón γ_c véase el Anejo 21.

Se emplearán los siguientes valores numéricos de γ_{Mi} :

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$\gamma_{M1} = 1,10$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$\gamma_{M3} = 1,25$$

$$\gamma_{M3,serv} = 1,10$$

$$\gamma_{M4} = 1,10$$

$$\gamma_{M5} = 1,10$$

$$\gamma_{M6,serv} = 1,00$$

$$\gamma_{M7} = 1,10$$

Se podrá utilizar el coeficiente parcial $\gamma_{M0} = 1,0$, siempre y cuando se cumpla las siguientes condiciones:

- Tolerancias más "estrictas" según el Anejo 16 del Código Estructural.
- Garantías adicionales para el acero según el Artículo 18 del Código Estructural. Se deberá garantizar que el límite elástico del acero empleado en la obra presente una dispersión acorde con el coeficiente parcial reducido, según un análisis basado en la teoría de fiabilidad estructural.
- Control de ejecución intenso según el Capítulo 24 del Código Estructural.

6.2 Resistencia de las secciones

6.2.1 Generalidades

(1) Véase el apartado 6.2.1(1), (2), (3), (4), (5), (6), (7), (8), (9) y (10) del Anejo 22 del Código Estructural.

6.2.2 Propiedades de la sección

6.2.2.1 Sección bruta

(1) Véase el apartado 6.2.2.1(1) del Anejo 22.

6.2.2.2 Sección neta

(1) Véase el apartado 6.2.2.2(1), (2), (3), (4) y (5) del Anejo 22.

6.2.2.3 Efectos de arrastre por cortante

(1) Véanse los apartados 6.2.2.3(1) y (2) del Anejo 22 y 3.2 y 3.3 del Anejo 25.

Los efectos del arrastre por cortante en los cálculos en estado límite último (ELU) se determinarán considerando el efecto combinado del propio arrastre por cortante y el de la abolladura de las chapas comprimidas, conforme a lo expuesto en la NOTA 2 del apartado b) del apartado 3.3 del Anejo 25.

6.2.2.4 Propiedades eficaces de secciones con almas Clase 3 y alas Clase 1 o 2

(1) Véase el apartado 6.2.2.4(1) del Anejo 22 del Código Estructural.

6.2.2.5 Efectos de la abolladura en secciones de Clase 4

(1) Se deben considerar los efectos de la abolladura por tensiones normales mediante la aplicación del método de la sección reducida en las secciones clase 4, conforme a lo indicado en el Anejo 25.

6.2.2.6 Propiedades eficaces de secciones de Clase 4

(1) Véase el apartado 6.2.2.5(1), (2), (3), (4) y (5) del Anejo 22.

6.2.3 Tracción

(1) Véase el apartado 6.2.3(1), (2), (3), (4) y (5) del Anejo 22.

6.2.4 Compresión

(1) Véase el apartado 6.2.4(1) del Anejo 22.

(2) La resistencia de cálculo de las secciones sometidas a compresión simple $N_{c,Rd}$ debe determinarse como se indica a continuación:

a) Sin abolladura:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_fy}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secciones de Clases 1,2 y 3} \quad (6.1)$$

b) Con abolladura:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secciones de Clase 4 o} \quad (6.2)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A\sigma_{limit}}{\gamma_{M0}} \quad \text{para la limitación de tensiones} \quad (6.3)$$

donde:

$\sigma_{limit} = \rho_x f_y$ es la tensión límite de la zona más débil de la sección sometida a compresión (véase el apartado 10(5) del Anejo 25).

(3) Véase el apartado 6.2.4(3) y (4) del Anejo 22.

6.2.5 Flexión

(1) Véase el apartado 6.2.5(1) del Anejo 22.

(2) La resistencia de cálculo a flexión alrededor del eje principal debe determinarse como se indica a continuación:

a) Sin abolladura:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secciones de Clases 1 y 2} \quad (6.4)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,min}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secciones de Clase 3} \quad (6.5)$$

b) Con abolladura:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secciones de Clase 4 o} \quad (6.6)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,min}\sigma_{limit}}{\gamma_{M0}} \quad \text{para la limitación de tensiones} \quad (6.7)$$

donde:

$W_{el,min}$ y $W_{eff,min}$ son los módulos de elasticidad correspondientes a la fibra sometida a la máxima tensión elástica

σ_{limit} es la tensión límite de la zona más débil de la sección sometida a compresión (véase el apartado 2.4 del Anejo 25).

(3) Véase el apartado 6.2.5(3), (4), (5) y (6) del Anejo 22.

6.2.6 Cortante

(1) Véase el apartado 6.2.6 (1), (2), (3), (4), (5), (6), (7) y (8) del Anejo 22 y el apartado 5 del Anejo 25.

6.2.7 Torsión

6.2.7.1 Generalidades

- (1) Se deben tener en cuenta los efectos de torsión y de distorsión en los elementos sometidos a torsión.
- (2) Se pueden tener en cuenta los efectos de la rigidez transversal de la sección y/o de los diafragmas empleados para reducir las deformaciones debidas a la distorsión, considerando un modelo elástico adecuado, sometido al efecto combinado de flexión, torsión y distorsión.
- (3) Se pueden despreciar los efectos de la distorsión cuando, bien la propia rigidez o bien las dimensiones de la sección transversal y/o la eventual disposición de diafragmas, limiten los efectos de la distorsión al 10% de los efectos de flexión.
- (4) Los diafragmas se deben calcular teniendo en cuenta su función de distribución de cargas.

6.2.7.2 Torsión en la que se pueden despreciar los efectos de distorsión

- (1) Véase el apartado 6.2.7(1), (2), (3), (4), (5), (6), (7), (8) y (9) del Anejo 22.

6.2.8 Flexión, axil, cortante y cargas transversales

- (1) Se puede determinar la interacción entre la flexión, el axil, el cortante y las cargas transversales empleando uno de los dos siguientes métodos:

1. Métodos de interacción que se establecen en los apartados 6.2.8 a 6.2.10.

NOTA: Para los efectos de abolladura, véanse los apartados 4 a 7 del Anejo 25.

2. Interacción de tensiones utilizando el criterio de plastificación dado en el apartado 6.2.1.

NOTA: Para los efectos de abolladura, véase el apartado 10 del Anejo 25.

6.2.9 Flexión y cortante

- (1) Véase el apartado 6.2.8(1), (2), (3), (4), (5) y (6) del Anejo 22.

6.2.10 Flexión y axil

6.2.10.1 Secciones Clase 1 y 2

- (1) Véase el apartado 6.2.9.1(1), (2), (3), (4), (5) y (6) del Anejo 22.

6.2.10.2 Secciones Clase 3

- (1) Véase el apartado 6.2.9.2(1) del Anejo 22.

- (2) Cuando se utilice el método de la limitación de tensiones debe cumplirse la siguiente expresión para tener en cuenta la abolladura:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{\sigma_{limit}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.8)$$

donde:

σ_{limit} debe obtenerse según el apartado 10 del Anejo 25.

6.2.10.3 Secciones Clase 4

- (1) Véase el apartado 6.2.9.3(1) y (2) del Anejo 22.

6.2.11 Flexión, cortante y axil

(1) Véase el apartado 6.2.10(1), (2) y (3) del Anejo 22.

6.3 Resistencia a pandeo de los elementos

6.3.1 Elementos de sección constante a compresión

6.3.1.1 Resistencia a pandeo

(1) Véase el apartado 6.3.1.1(1), (2), (3) y (4) del Anejo 22.

6.3.1.2 Curvas de pandeo

(1) Véase el apartado 6.3.1.2(1), (2), (3) y (4) del Anejo 22.

6.3.1.3 Esbeltez para el pandeo por flexión

(1) Véase el apartado 6.3.1.3(1) y (2) del Anejo 22.

6.3.1.4 Esbeltez para el pandeo por torsión y el pandeo por torsión y flexión

(1) Véase el apartado 6.3.1.4(1), (2) y (3) del Anejo 22.

6.3.1.5 Utilización de propiedades de sección de Clase 3 con límites de tensión

(1) Como alternativa al empleo de las propiedades de sección de Clase 4 que se establecen en las ecuaciones (6.48), (6.49), (6.51) y (6.53) del Anejo 22, se pueden utilizar las propiedades de sección de Clase 3 que se establecen en las ecuaciones (6.47), (6.49), (6.50) y (6.52) del Anejo 22, con limitación de tensiones, de acuerdo con el apartado 10 del Anejo 25, véase el apartado 6.2.2.5.

6.3.2 Elementos de sección constante a flexión

6.3.2.1 Resistencia a pandeo

(1) Véase el apartado 6.3.2.1(1), (2), (3) y (4) del Anejo 22.

6.3.2.2 Curvas de pandeo lateral por torsión. Caso general

(1) Véase el apartado 6.3.2.2(1), (2) y (3) del Anejo 22.

(4) Se pueden despreciar los efectos del pandeo lateral por torsión si la esbeltez adimensional satisface $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$, o si se cumple que $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$.

6.3.2.3 Curvas de pandeo lateral para secciones laminadas o secciones soldadas equivalentes

(1) Véase el apartado 6.3.2.3(1) y (2) del Anejo 22.

6.3.3 Elementos de sección constante sometidos a flexión y compresión

(1) A menos que se realice un análisis de segundo orden, empleando las imperfecciones que se indican en el apartado 5.3.2, se debe comprobar la estabilidad en el plano de pandeo de los elementos de sección constante sometidos a flexión y compresión, de acuerdo con los apartados 6.3.3 o 6.3.4 del Anejo 22.

NOTA: Como simplificación a la ecuación (6.61) en el apartado 6.3.3 del Anejo 22, se puede emplear la siguiente condición:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + \frac{C_{mi,o} (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed})}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 0,9 \quad (6.9)$$

donde:

- N_{Ed} es el valor de cálculo del axil de compresión
 $M_{y,Ed}$ es el valor de cálculo del momento flector máximo según el eje $y - y$ del elemento, que se obtiene mediante un análisis de primer orden, sin considerar las imperfecciones
 $\Delta M_{y,Ed}$ es el momento adicional debido al desplazamiento del eje del centro de gravedad, de acuerdo con el apartado 6.2.10.3
 $C_{mi,o}$ es el coeficiente de momento equivalente, véase la tabla A22.A.2 del Anejo 22
 χ_y es el coeficiente de reducción debido al pandeo por flexión, según el apartado 6.3.1.

6.3.4 Método general para el pandeo lateral y flexión de elementos estructurales

6.3.4.1 Método general

- (1) Véase el apartado 6.3.4(1), (2), (3) y (4) del Anejo 22.

6.3.4.2 Método simplificado

- (1) Véase el apartado 6.3.2.4(1) del Anejo 22.

Se utilizará el valor $\bar{\lambda}_{c,0} = 0,2$. Para la comprobación frente a pandeo lateral de elementos con arriostramiento lateral puntual del ala comprimida, se adopta un valor del coeficiente $k_{fl} = 1,0$ (véase el apartado 6.3.2.4(2) del Anejo 22).

(2) Se pueden comprobar los cordones de celosías y las alas comprimidas que se encuentran sometidas a pandeo lateral por medio de la modelización de los elementos como un soporte sometido a un esfuerzo de compresión N_{Ed} con apoyos elásticos continuos o discretos modelizados como muelles.

NOTA 1: En el Apéndice D.2.4 se proporcionan indicaciones para determinar la rigidez de la coacción en el caso de celosías en U.

NOTA 2: Cuando los cordones de celosías y/o las alas se encuentren coaccionados por pórticos en U, los elementos del pórtico en U estarán sometidos a esfuerzos producidos por la coacción y la interacción del pórtico en U con las alas y/o cordones.

(3) Se puede determinar el modo de pandeo y la carga elástica crítica de pandeo N_{cr} a partir de un análisis elástico de autovalores. Si se utilizan muelles continuos para representar las coacciones, que son básicamente discretas, la carga crítica de pandeo no se debe tomar mayor que la correspondiente al pandeo con nodos en los puntos en los que se localicen dichas coacciones.

- (4) Puede realizarse la comprobación de seguridad según el apartado 6.3.2, utilizando:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (6.10)$$

donde:

- A_{eff} es el área eficaz del cordón
 N_{cr} es la carga elástica crítica de pandeo, obtenida con A_{gross} .

(5) Se puede tener en cuenta el efecto de las imperfecciones iniciales y los efectos de segundo orden sobre un apoyo elástico, en los cordones comprimidos o las alas inferiores de vigas continuas entre apoyos rígidos, por medio de la aplicación adicional de un esfuerzo lateral F_{Ed} en la unión del cordón con el apoyo elástico, tal que:

$$\begin{aligned} F_{Ed} &= \frac{N_{Ed}}{100} && \text{si } l_k \leq 1,2l \\ F_{Ed} &= \frac{l}{l_k} \frac{N_{Ed}}{80} \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} && \text{si } l_k > 1,2l \end{aligned} \quad (6.11)$$

donde:

$$l_k = \pi \sqrt{\frac{EI}{N_{cr}}}$$

l es la distancia entre los apoyos elásticos.

(6) Si el valor de cálculo del esfuerzo de compresión N_{Ed} es constante a lo largo de la longitud del cordón, el axil crítico N_{cr} se puede calcular como:

$$N_{cr} = m N_E \quad (6.12)$$

donde:

$$N_E = \pi^2 \frac{EI}{L^2}$$

$$m = \frac{2}{\pi^2} \sqrt{\gamma} \quad \text{pero no menor que 1,0}$$

$$\gamma = \frac{c L^4}{EI}$$

$$c = \frac{C_d}{l}$$

donde:

L es la longitud del vano entre los apoyos rígidos

l es la distancia entre los apoyos elásticos

C_d es la rigidez del apoyo elástico, véase el punto (2), NOTA 1.

Se puede suponer rígido el apoyo lateral de un ala comprimida si su rigidez C_d satisface la siguiente expresión:

$$C_d > \frac{4N_E}{L} \quad (6.13)$$

donde:

N_E es la carga crítica elástica que se obtiene bajo la hipótesis de extremos articulados.

(7) El procedimiento dado en los puntos (2) a (6) también puede aplicarse a las alas comprimidas de las vigas cuando A_{eff} en (4) se sustituye por:

$$A_{eff} + \frac{A_{wc}}{3}$$

donde:

A_{wc} es el área de la zona comprimida del alma. En el caso de secciones de Clase 4 se deben tomar las áreas eficaces.

Cuando el esfuerzo axil no sea constante a lo largo de toda su longitud, se empleará el método que se describe a continuación para la comprobación del pandeo lateral del cordón comprimido.

Para el ala inferior de una viga continua con rigidizadores laterales dispuestos a una distancia L (ver figura A29.6.1), el valor de m de la ecuación 6.12 será el mínimo valor obtenido de los dos siguientes:

$$m = 1 + 0,44(1 + \mu)\Phi^{1,5} + (3 + 2\Phi)\gamma/(350 - 50\mu) \quad (6.14)$$

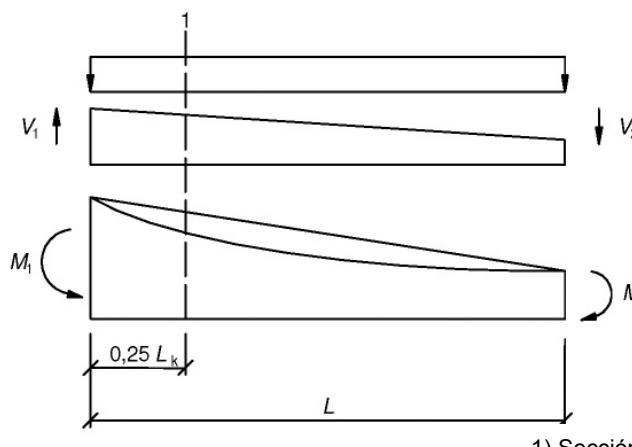
$$m = 1 + 0,44(1 + \mu)\Phi^{1,5} + (0,195 + (0,05 + \mu/100)\Phi)\gamma^{0,5}$$

donde:

$$\mu = V_2/V_1, \text{ véase la figura A29.6.1}$$

$$\Phi = 2(1 - M_2/M_1)(1 + \mu) \text{ para } M_2 > 0$$

Cuando el momento flector cambie de signo, se puede utilizar la ecuación (6.14) como una estimación conservadora, introduciendo el valor $M_2 = 0$.



1) Sección de cálculo

Figura A29.6.1 Segmento de viga entre apoyos laterales rígidos con variación parabólica de los momentos flectores

La comprobación de la resistencia al pandeo lateral por torsión, según el apartado 6.3.2.2, se puede llevar a cabo tomando el esfuerzo correspondiente a la sección situada a una distancia $0,25L_k$ del apoyo con el mayor momento, como se muestra en la Figura A29.6.1, siempre que la resistencia de la sección se compruebe también en la sección con el mayor momento, donde $L_k = L/\sqrt{m}$.

6.4 Elementos compuestos comprimidos

(1) Véase el apartado 6.4 del Anejo 22.

6.5 Abolladura de chapas

(1) Para la abolladura de chapas en una viga armada se deben aplicar las reglas dadas en el Anejo 25.

(2) Se debe llevar a cabo la comprobación de la abolladura de chapas de los elementos en estado límite último utilizando uno de los dos procedimientos siguientes:

- Comprobando las tensiones normales, tensiones tangenciales y esfuerzos transversales de acuerdo con los apartados 4, 5 o 6 del Anejo 25. Además, se deben cumplir los criterios de interacción del apartado 7 del Anejo 25.
- Empleando el método de la tensión reducida, sobre la base de los límites de tensión gobernados por la abolladura, según el apartado 10 del Anejo 25.

NOTA: Véase además el apartado 6.2.2.5.

(3) Se puede comprobar la estabilidad de los rigidizadores de las almas o de las chapas de tablero rigidizadas, sometidas a compresión y flexión adicional producida por cargas perpendiculares al plano de la chapa rigidizada, según el apartado 6.3.2.3.

7 Estados límite de servicio

7.1 Generalidades

- (1) Véase el apartado 7.1(1), (2) y (3) del Anejo 22.
- (4) Se deben cumplir los siguientes criterios relativos a los estados límite de servicio:
- a) Garantizar un comportamiento elástico con el objeto de limitar:
 - una plastificación excesiva, véase el apartado 7.3(1);
 - desviaciones de la geometría prevista por flechas residuales, véase el apartado 7.3(1);
 - deformaciones excesivas, véase el apartado 7.3(4).
 - b) Limitar las flechas y las curvaturas con el fin de evitar:
 - impactos dinámicos no previstos debidos al tráfico (combinación de limitaciones de flechas y frecuencias naturales), véanse los apartados 7.7 y 7.8;
 - el incumplimiento de los gálibos requeridos, véase el apartado 7.5 o 7.6;
 - la fisuración de las capas de pavimento, véase el apartado 7.8;
 - daños de los dispositivos de drenaje, véase el apartado 7.12.
 - c) Limitar las frecuencias naturales, véanse los apartados 7.8 y 7.9, con el fin de:
 - evitar las vibraciones, debidas al tráfico o al viento, que sean inaceptables para los peatones o los pasajeros de vehículos que utilicen el puente;
 - limitar los daños de fatiga causados por la resonancia;
 - limitar la excesiva emisión de ruido.
 - d) Restringir la esbeltez de la chapa, véase el apartado 7.4, con el fin de limitar la:
 - ondulación excesiva de las chapas;
 - respiración de las chapas (deformaciones transversales);
 - reducción de la rigidez debida a la abolladura de las chapas, que se traduce en un incremento de la flecha, véase el Anejo 25.
 - e) Mejorar la durabilidad mediante la definición adecuada de los detalles de proyecto que reduzcan la corrosión y el desgaste excesivo, véase el apartado 7.11.
 - f) Facilitar el mantenimiento y la reparación, véase el apartado 7.11, para asegurar:
 - el acceso a las partes estructurales para el mantenimiento, inspección y renovación de la protección contra la corrosión y los pavimentos bituminosos;
 - la sustitución de apoyos, anclajes, cables y juntas de dilatación con la interrupción mínima en la utilización de la estructura.

(5) En la mayoría de situaciones los aspectos relativos a los estados límite de servicio se deben contemplar en el proyecto global del puente, o bien mediante la definición adecuada de los detalles de proyecto. Sin embargo, en los casos oportunos, se pueden comprobar los estados límite de servicio mediante evaluaciones numéricas, por ejemplo calculando las flechas o las frecuencias propias de la estructura.

Cada proyecto, en función de sus características, podrá definir requisitos adicionales a cumplir para los estados límite de servicio que, en cualquier caso deberán ser conformes con lo indicado en la reglamentación vigente que le sea aplicable.

7.2 Modelos de cálculo

(1) Las tensiones en los estados límite de servicio deben obtenerse por medio de un análisis elástico lineal, utilizando las propiedades adecuadas de la sección, véase el Anejo 25.

(2) En la modelización de la estructura, debe tenerse en cuenta la distribución no uniforme de cargas y rigideces, debidas a los cambios en el espesor de la chapa, en la rigidización, etc.

(3) Las flechas deben obtenerse mediante un análisis elástico lineal, utilizando las propiedades adecuadas de la sección, véase el Anejo 25.

NOTA: Se pueden utilizar modelos simplificados para el cálculo de las tensiones siempre que el efecto de las simplificaciones sea conservador.

7.3 Limitaciones de tensiones

(1) Se deben limitar las tensiones nominales $\sigma_{Ed,ser}$ y $\tau_{Ed,ser}$ que se obtienen a partir de las combinaciones características de cargas, cuyo cálculo debe considerar los efectos del arrastre por cortante en las alas anchas y los efectos hiperestáticos producidos por las flechas (por ejemplo los momentos hiperestáticos en celosías), como sigue:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (7.1)$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}} \quad (7.2)$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (7.3)$$

donde:

$$\gamma_{M,ser} = 1,0.$$

NOTA 1: Las comprobaciones anteriores deben incluir, cuando corresponda, las tensiones σ_z producidas por las cargas transversales, véase el Anejo 25.

NOTA 2: Se pueden despreciar los efectos de abolladura de chapas, según se especifica en el apartado 2.2 (5) del Anejo 25.

(2) Se debe limitar el rango de variación de la tensión nominal $\Delta\sigma_{fre}$, producido por la combinación frecuente de cargas, al valor $1,5 f_y / \gamma_{M,ser}$, véase el Anejo 27.

(3) En el caso de uniones mediante tornillos no pretensados sometidos a cortante, se deben limitar los esfuerzos en el tornillo producidos por la combinación característica de cargas, según la expresión:

$$F_{b,Rd,ser} \leq 0,7 F_{b,Rd} \quad (7.4)$$

donde:

$F_{b,Rd}$ es la capacidad resistente utilizada en las comprobaciones en estado límite último.

(4) En el caso de uniones mediante tornillos pretensados de categoría B resistentes al deslizamiento (resistencia al deslizamiento en el estado límite de servicio, véase el Anejo 26), la evaluación en servicio se debe realizar utilizando la combinación característica de cargas.

7.4 Limitación de la respiración de las almas

(1) Se limitará la esbeltez de las chapas de las almas para evitar una respiración excesiva que pueda producir fatiga en las zonas próximas a las uniones alma-ala.

Al objeto de evitar problemas de fatiga por respiración del alma, se estudiará dicho fenómeno en todos los paneles de almas de vigas de puentes que no verifiquen las condiciones definidas en el apartado 7.4(2).

(2) En el caso de paneles de alma sin rigidizadores longitudinales o subpaneles de almas rigidizadas, se puede despreciar la respiración de las almas, siempre que se cumplan los siguientes criterios:

$$b/t \leq 30 + 4,0L \leq 300 \quad \text{para puentes de carretera} \quad (7.5)$$

$$b/t \leq 55 + 3,3L \leq 250 \quad \text{para puentes de ferrocarril} \quad (7.6)$$

donde:

L es la longitud de vano en m , no siendo inferior a 20 m.

(3) Si no se cumple la disposición anterior (2), debe comprobarse la respiración de las almas como se indica a continuación:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_\sigma \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1\tau_{x,Ed,ser}}{k_\tau \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1 \quad (7.7)$$

donde:

$\sigma_{x,Ed,ser}, \tau_{x,Ed,ser}$ son las tensiones obtenidas con la combinación frecuente de cargas. Si las tensiones no son uniformes a lo largo de la longitud del panel, véase apartado 4.6(3) del Anejo 25

k_σ, k_τ son los coeficientes de abolladura, bajo la hipótesis de bordes articulados del panel, véase el Anejo 25

$$\sigma_E = 190000 \left(\frac{t}{b_p}\right)^2 [N/mm^2]$$

b_p es el menor valor entre a y b .

NOTA: Para tensiones que varíen a lo largo del panel, véase el apartado 4.6(3), del Anejo 25.

7.5 Límites relativos a los gálibos de circulación

(1) Se deben mantener los gálibos específicos de circulación sin que se produzca la invasión de alguna parte de la estructura bajo los efectos de la combinación característica de cargas.

7.6 Límites relativos al aspecto visual

(1) Se debe considerar el empleo de contraflechas de fabricación para alcanzar una apariencia satisfactoria del puente.

(2) En el cálculo de la contra flecha, se considerarán los efectos de la deformación por cortante y del desplazamiento de las uniones atornilladas o remachadas.

(3) Para uniones mediante remaches o tornillos de fijación, se puede suponer un deslizamiento del elemento de sujeción de 0,2 mm. No será necesario considerar el deslizamiento en el caso de tornillos pretensados.

7.7 Criterios de funcionamiento para puentes de ferrocarril

- (1) Se pueden encontrar criterios específicos relacionados con las flechas y vibraciones en puentes de ferrocarril en la reglamentación específica vigente.
- (2) Se puede indicar cualquier requisito para limitar la emisión de ruido dentro de las especificaciones del proyecto.

7.8 Criterios de funcionamiento para puentes de carretera

7.8.1 Generalidades

- (1) Se deben evitar las deformaciones excesivas cuando puedan:

- poner en peligro el tráfico por una pendiente transversal excesiva cuando la superficie esté helada;
- afectar a las cargas dinámicas del puente por el impacto de las ruedas;
- afectar al comportamiento dinámico produciendo incomodidad a los usuarios;
- producir la fisuración de las superficies bituminosas;
- perjudicar al sistema de drenaje de agua del tablero del puente.

NOTA: Véase el Apéndice C para los requisitos de durabilidad.

- (2) Las deformaciones se deben calcular con la combinación frecuente de cargas.

- (3) Las flechas y la frecuencia natural de vibración del puente se deben limitar para evitar incomodidad a los usuarios.

7.8.2 Límite de flechas para evitar un excesivo impacto del tráfico

- (1) La estructura del tablero se tiene que proyectar de forma que se asegure un perfil longitudinal regular en toda su longitud y que no existe un cambio brusco en la sección que pueda producir un fenómeno de impacto. Se deben evitar los cambios bruscos en la pendiente del tablero, así como los cambios de nivel en las juntas de dilatación. Las vigas transversales en los extremos del puente deben dimensionarse para asegurar que la flecha no supere:

- el límite establecido para el correcto funcionamiento de la junta de dilatación;
- 5 mm bajo cargas frecuentes, a menos que se especifiquen otros límites según el tipo particular de junta de dilatación.

NOTA: En el Apéndice B se proporcionan indicaciones sobre el límite de flechas en las juntas de dilatación.

- (2) Cuando la estructura del tablero se encuentre apoyada de forma irregular (por ejemplo mediante puntales adicionales en pilas intermedias del puente), la superficie del tablero adyacente a estos apoyos adicionales debe calcularse mediante los coeficientes de impacto modificados que se establecen según la reglamentación específica vigente para el área más próxima a las juntas de dilatación.

7.8.3 Efectos de resonancia

- (1) Se debe tener en cuenta la resonancia mecánica cuando proceda. En el caso de elementos ligeros de arriostramiento, tirantes o elementos similares que tengan frecuencias naturales cercanas a la frecuencia de cualquier excitación mecánica producida por el paso regular de vehículos sobre las

uniones del tablero, se debe contemplar la posibilidad de incrementar su rigidez o la disposición de amortiguadores, por ejemplo amortiguadores oscilantes.

NOTA: El Apéndice B proporciona indicaciones sobre los elementos sobre los que se apoyan las juntas de dilatación.

7.9 Criterios de funcionamiento para pasarelas peatonales

(1) En el caso de pasarelas de tráfico peatonal y ciclista con vibraciones excesivas que puedan causar molestias a los usuarios, se deben adoptar medidas para minimizar dichas vibraciones mediante el proyecto del puente con la frecuencia natural adecuada o colocando dispositivos de amortiguamiento adecuados.

7.10 Criterios de funcionamiento para los efectos del viento

(1) Se tienen que minimizar las vibraciones de los elementos esbeltos originadas por el desprendimiento de vórtices, para evitar oscilaciones de tensión de amplitud suficiente para producir daños por fatiga.

NOTA: La reglamentación específica vigente proporciona indicaciones para obtener las cargas de fatiga producidas por el desprendimiento de vórtices.

7.11 Accesibilidad de los detalles constructivos de las uniones y las superficies

(1) Se deben proyectar y detallar todos los elementos de acero de forma que se minimice el riesgo de corrosión y se permita la inspección y el mantenimiento, véase la norma UNE-EN ISO 12944-3.

(2) Se tienen que proyectar todos los elementos de forma que sean accesibles para su inspección, limpieza y pintura. Cuando dicho acceso no sea posible, todos los elementos inaccesibles deben sellarse de forma eficaz frente a la corrosión (por ejemplo el interior de cajones y zonas huecas), o bien construirse en acero con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica. Si el ambiente o las dificultades de acceso son tales que pueda producirse corrosión a lo largo la vida útil del puente, deben adoptarse márgenes suficientes al dimensionar los elementos, véase el apartado 4(4).

7.12 Drenaje

(1) Todos los tableros tienen que ser impermeables y las superficies de calzada y pasarelas deben sellarse para evitar la infiltración del agua.

(2) La disposición del drenaje debe tener en cuenta la pendiente del tablero del puente, así como la localización, diámetro y pendiente de las tuberías.

(3) Los desagües deben conducir el agua hasta un punto por debajo de la estructura que impida que el agua entre dentro de la misma.

(4) Las tuberías de drenaje deben proyectarse de forma que puedan limpiarse fácilmente. En los planos se tiene que indicar la distancia entre los centros de las aperturas para permitir la limpieza.

(5) Cuando se utilicen tuberías de drenaje dentro de puentes con sección cajón, se deben adoptar disposiciones adecuadas para evitar la acumulación de agua en el caso de fugas o rotura de tuberías.

(6) En puentes de carretera, conviene disponer drenajes a la altura de la junta de dilatación, en ambos lados si fuese necesario.

(7) En puentes de ferrocarril con tramos de vía sobre balasto de más de 40 m, se puede suponer que el tablero drena hacia los sistemas de drenaje del estribo y no es necesario ningún dispositivo adicional de drenaje a lo largo de la longitud del tablero.

(8) Deben disponerse sistemas de drenaje para todas las secciones cerradas, a menos que estén completamente selladas mediante soldadura.

8 Elementos de sujeción, soldaduras, conexiones y uniones

8.1 Uniones mediante tornillos y bulones

8.1.1 Categorías de uniones con tornillos

8.1.1.1 Uniones a cortante

(1) Véase el apartado 3.4.1(1) del Anejo 26.

8.1.1.2 Uniones en tracción

(1) Véase el apartado 3.4.2(1) del Anejo 26.

8.1.2 Disposición de los taladros para los tornillos

(1) Véase el apartado 3.5(1) y (2) del Anejo 26.

8.1.3 Resistencia de cálculo de los elementos individuales de unión

8.1.3.1 Tornillos

(1) Véase el apartado 3.6.1(1), (2), (3), (4), (5), (6), (7), (8), (9), (10), (11), (12), (13), y (15) del Anejo 26.

8.1.3.2 Pernos por inyección

8.1.3.2.1 Generalidades

(1) Véase el apartado 3.6.2.1(1) y (2) del Anejo 26.

8.1.3.2.2 Resistencia de cálculo

(1) Véase el apartado 3.6.2.2(1), (2), (3), (4), (5) y (6) del Anejo 26.

8.1.4 Grupos de elementos de unión

(1) Véase el apartado 3.7(1) del Anejo 26.

8.1.5 Uniones largas

(1) Véase el apartado 3.8(1) y (2) del Anejo 26.

8.1.6 Uniones resistentes al deslizamiento con las uniones 8.8 y 10.9

8.1.6.1 Resistencia de cálculo al deslizamiento

(1) Véase el apartado 3.9.1(1) y (2) del Anejo 26.

8.1.6.2 Tracción y cortante combinados

(1) Véase el apartado 3.9.2(1) y (2) del Anejo 26.

8.1.6.3 Uniones híbridas

(1) Véase el apartado 3.9.3(1) del Anejo 26.

8.1.7 Deducciones por los taladros de los elementos de unión**8.1.7.1 Generalidades**

(1) Véase el apartado 3.10.1(1) del Anejo 26.

8.1.7.2 Cálculo de la resistencia al desgarro

(1) Véase el apartado 3.10.2(1), (2) y (3) del Anejo 26.

8.1.7.3 Angulares conectados por un ala y otros elementos en tracción unidos de forma asimétrica

(1) Véase el apartado 3.10.3(1) y (2) del Anejo 26.

8.1.7.4 Angulares de soporte

(1) Véase el apartado 3.10.4(1), (2), (3), (4), (5) y (6) del Anejo 26.

8.1.8 Fuerzas de palanca

(1) Véase el apartado 3.11(1) del Anejo 26.

8.1.9 Distribución de esfuerzos entre elementos de unión en estado límite último

(1) Si se aplica un momento en una unión, la distribución de los esfuerzos será linealmente proporcional a la distancia desde el centro de giro.

(2) Véase el apartado 3.12(3) del Anejo 26.

8.1.10 Uniones con bulones**8.1.10.1 Generalidades**

(1) Véase el apartado 3.13.1(1), (2), (3) y (4) del Anejo 26.

8.1.10.2 Cálculo de los bulones

(1) Véase el apartado 3.13.2(1), (2) y (3) del Anejo 26.

8.2 Uniones soldadas**8.2.1 Geometría y dimensiones****8.2.1.1 Tipo de soldadura**

(1) Véase el apartado 4.3.1(1) y (2) del Anejo 26.

8.2.1.2 Soldaduras en ángulo**8.2.1.2.1 Generalidades**

(1) Véase el apartado 4.3.2.1(1), (2), (3), (4), (5) y (6) del Anejo 26.

8.2.1.2.2 Soldaduras en ángulo discontinuas

(1) No se deben utilizar soldaduras en ángulo discontinuas en las zonas en las que se puedan formar picaduras por corrosión.

NOTA: Se permite la utilización de soldaduras en ángulo discontinua cuando la unión esté protegida de la atmósfera, por ejemplo en el interior de secciones cajón.

8.2.1.3 Soldaduras de ojal (o en ranura)

- (1) Véase el apartado 4.3.3(1), (2), (3) y (4) del Anejo 26.

8.2.1.4 Soldaduras a tope

- (1) Véase el apartado 4.3.4(1), (2) y (3) del Anejo 26.

No se utilizarán cordones discontinuos a tope con penetración total o parcial.

8.2.1.5 Soldaduras de tapón (o botón)

- (1) Véase el apartado 4.3.5(1) del Anejo 26.
(2) Véase el apartado 4.3.5(2), (3), (4) y (5) del Anejo 26.

8.2.1.6 Soldaduras en chaflán

- (1) Véase el apartado 4.3.6(1) del Anejo 26.

8.2.2 Soldaduras con rellenos

- (1) Véase 4.4(1), (2) y (3) del Anejo 26.

8.2.3 Resistencia de cálculo de una soldadura en ángulo

- (1) Para obtener la resistencia de cálculo de una soldadura en ángulo, véase el apartado 4.5 del Anejo 26.

8.2.4 Resistencia de cálculo de soldaduras en ojal (o en ranura)

- (1) Véase el apartado 4.6(1) del Anejo 26.

8.2.5 Resistencia de cálculo de las soldaduras a tope

8.2.5.1 Soldaduras a tope con penetración completa

- (1) Véase el apartado 4.7.1(1) del Anejo 26.

8.2.5.2 Soldaduras a tope con penetración parcial

- (1) Véase el apartado 4.7.2(1) y (2) del Anejo 26.

8.2.5.3 Soldaduras a tope en T

- (1) Véase el apartado 4.7.3(1) del Anejo 26.

8.2.6 Resistencia de cálculo de las soldaduras de tapón (o botón)

- (1) Véase el apartado 4.8 del Anejo 26.

8.2.7 Distribución de esfuerzos

- (1) Véase el apartado 4.9(1), (2), (3), (4), (5) y (6) del Anejo 26.

8.2.8 Uniones con alas no rigidizadas

(1) Véase el apartado 4.10(1), (2), (3), (4) y (5) del Anejo 26.

8.2.9 Uniones largas

(1) Véase el apartado 4.11(1), (2), (3) y (4) del Anejo 26.

8.2.10 Soldaduras a tope con penetración parcial a un único lado cargadas excéntricamente

(1) Véase el apartado 4.12(1) y (2) del Anejo 26.

8.2.11 Angulares conectados por un lado

(1) Véase el apartado 4.13(1), (2) y (3) del Anejo 26.

8.2.12 Soldadura en zonas conformadas en frío

(1) Véase el apartado 4.14(1) del Anejo 26.

8.2.13 Análisis de uniones estructurales formadas por secciones en doble T

(1) Para el análisis en estado límite último de uniones estructurales formadas por secciones en doble T, véanse los apartados 5 y 6 del Anejo 26.

8.2.14 Uniones de perfiles tubulares

(1) Para el análisis en estado límite último de uniones estructurales formadas por perfiles huecos, véase el apartado 7 del Anejo 26.

En las uniones soldadas de secciones tubulares en puentes, solo se permitirán uniones a tope con penetración completa.

En caso excepcional de que se necesitara utilizar uniones soldadas en ángulo y se permita por la dirección facultativa, dichas uniones deberán tener un espesor eficaz de garganta igual a " t ", siendo " t " el espesor del tubo. El espesor eficaz de garganta es el que queda después de restar la holgura existente (ver figura A29.8.1) que, en cualquier caso no podrá ser mayor de 3 mm.

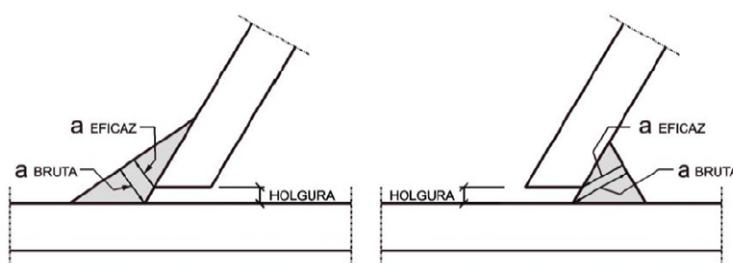


Figura A29.8.1 Espesor eficaz de garganta

La geometría y el proceso de ejecución debe ser tal que, a posteriori, se puedan hacer los ensayos que sea necesario para poder verificar el espesor de garganta eficaz real dispuesto en toda la longitud de la soldadura.

Además en lo relativo a las uniones que haya que reforzar por ser de resistencia insuficiente, para evitar el solape de las diagonales o montantes en una unión en K o N, las diagonales o montantes se podrán soldar a un rigidizador vertical, que supone una disposición constructiva tendente a evitar las dificultades que entraña la correcta ejecución de una unión soldada en silla (ver figura A29.8.2).

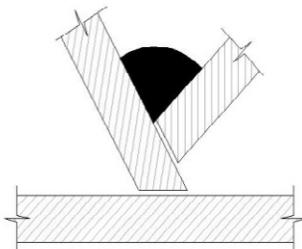


Figura A29.8.2 Unión soldada en silla

En este caso la geometría y disposición de dicha unión deberá ser la que se indica en la figura A29.8.3.

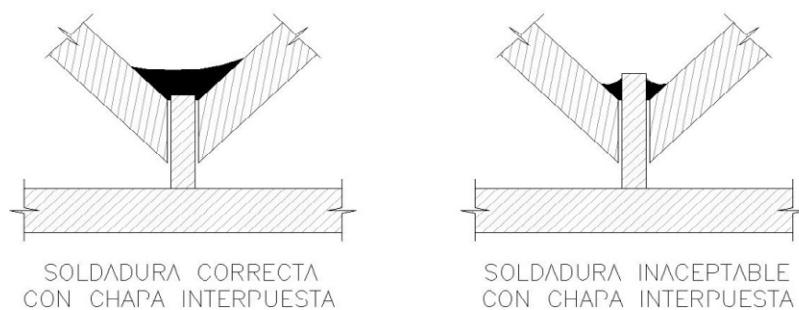


Figura A29.8.3 Ejemplos de soldadura aceptable e inaceptable en el caso de chapa interpuesta

9 Comprobación a fatiga

9.1 Generalidades

9.1.1 Requisitos para la comprobación a fatiga

- (1) Las comprobaciones a fatiga deben realizarse en todas las zonas críticas, de acuerdo con el Anejo 27.
- (2) No serán de aplicación las comprobaciones a fatiga en:
 - pasarelas peatonales, puentes que soporten canales u otros puentes sometidos principalmente a carga estática, a no ser que dichos puentes o alguna de sus partes sean susceptibles de excitación por cargas de viento o peatonales;
 - las partes de los puentes de ferrocarril o carretera que no sean solicitados por cargas de tráfico ni sean susceptibles de excitación por cargas de viento.

9.1.2 Cálculo en fatiga de puentes de carretera

- (1) Todos los elementos estructurales de puentes de carretera sometidos a cargas repetidas deberán ser comprobados frente al estado límite de fatiga, siempre que se identifiquen como críticos en este aspecto.
- (2) La comprobación a fatiga se debe llevar a cabo utilizando el procedimiento que se establece en este apartado y en el Anejo 27.

9.1.3 Cálculo en fatiga de puentes de ferrocarril

(1) Las comprobaciones a fatiga se deben realizar en todos los elementos estructurales, incluyendo los elementos que se enumeran en (2).

Todos los elementos estructurales de puentes de ferrocarril sometidos a cargas repetidas deberán ser comprobados frente al estado límite de fatiga, siempre que se identifiquen como críticos en este aspecto.

(2) Se deben comprobar los siguientes elementos del tablero del puente:

1. En tableros de puentes con rigidizadores longitudinales y vigas transversales:

- chapa de tablero,
- rigidizadores,
- vigas transversales,
- uniones entre los rigidizadores y las vigas transversales.

2. En tableros de puentes con rigidizadores transversales únicamente:

- chapa de tablero,
- rigidizadores.

(3) Para la comprobación a fatiga de las zonas críticas, véase las figuras A29.9.1 y A29.9.2 así como la tabla A29.9.8.

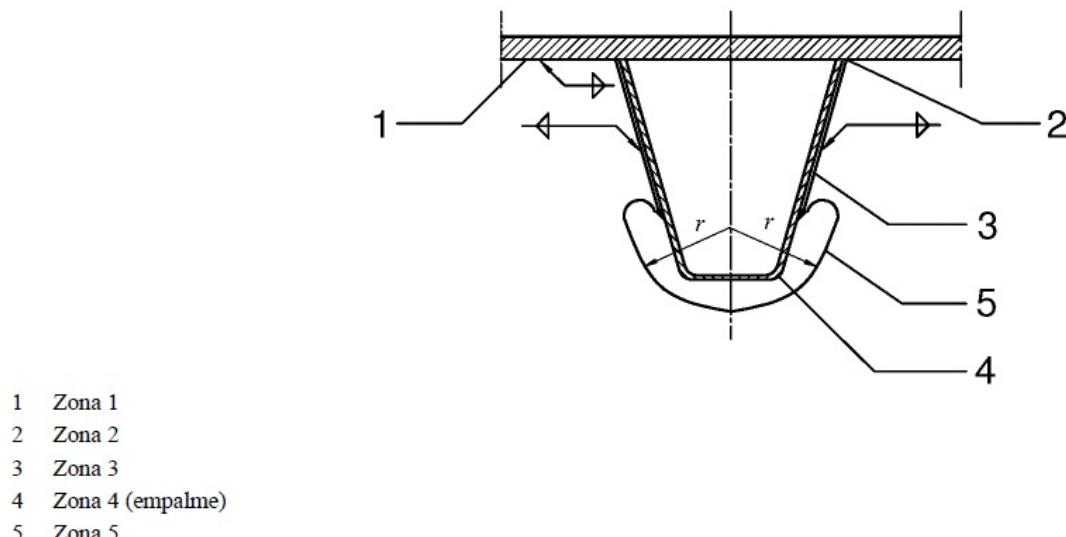


Figura A29.9.1 Zonas críticas en fatiga, véase además la tabla A29.9.8



- 1 Soldadura a tope
2 Soldadura por puntos continua a lo largo de toda la longitud de la banda dorsal

Figura A29.9.2 Rigidizadores con chapas de unión y placas de respaldo metálicas

9.2 Carga de fatiga

9.2.1 Generalidades

- (1) La carga de fatiga debida al tráfico se debe obtener a partir de la reglamentación específica vigente.
- (2) Las cargas de fatiga en elementos esbeltos debidas a excitaciones de viento se deben obtener a partir de la reglamentación específica vigente.

9.2.2 Modelo simplificado de carga de fatiga para puentes de carretera

- (1) Debe utilizarse el modelo 3 de carga de fatiga (modelo para vehículo único) para la comprobación a fatiga de puentes de carretera, de forma conjunta con los datos de tráfico específicos para la localización del puente, de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

NOTA: Véase además el apartado 9.4.1(6).

9.2.3 Modelo simplificado de carga de fatiga para puentes de ferrocarril

- (1) Deben utilizarse los valores característicos del modelo 71 de carga para la comprobación a fatiga de puentes de ferrocarril, incluyendo el coeficiente dinámico Φ_2 que se indica la reglamentación específica vigente.

9.3 Coeficientes parciales para comprobaciones a fatiga

- (1) Se debe tomar $\gamma_{Ff} = 1,0$ como coeficiente parcial para las cargas de fatiga.
- (2) Se debe tomar γ_{Mf} como coeficiente parcial para la resistencia a fatiga. El valor de γ_{Mf} a utilizar deberá extraerse de la tabla A27.3.1 del Anejo 27.

9.4 Rango de tensiones de fatiga

9.4.1 Generalidades

- (1) Se puede utilizar el siguiente procedimiento para determinar el rango de tensiones de fatiga para la carga simplificada de fatiga que se especifica en los apartados 9.2.2 o 9.2.3.
- (2) La tensión máxima $\sigma_{p,max}$ y la tensión mínima $\sigma_{p,min}$ se deben determinar considerando las áreas de influencia.
- (3) El rango de tensiones de referencia $\Delta\sigma_p$ para determinar el daño producido por el espectro del rango de tensiones debe obtenerse según:

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}| \quad (9.1)$$

(4) El daño producido por el espectro del rango de tensiones se puede representar por medio del rango de tensiones de daño equivalente correspondiente a 2×10^6 ciclos:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda\Phi_2\Delta\sigma_p \quad (9.2)$$

donde:

λ es el coeficiente de daño equivalente definido en 9.5

Φ_2 es el coeficiente de impacto de daño equivalente.

(5) En puentes de ferrocarril se debe obtener el valor de Φ_2 a partir de la reglamentación específica vigente. En puentes de carretera, Φ_2 puede tomarse igual a 1,0, tal y como se indica en el modelo de carga de fatiga.

(6) Como alternativa al procedimiento anterior, el espectro de tensiones de fatiga se puede obtener mediante la evaluación del historial de tensiones producida por los vehículos de carga de fatiga que se especifican en la reglamentación específica de acciones, véase Anejo 27.

9.4.2 Análisis en fatiga

9.4.2.1 Rigidizadores longitudinales

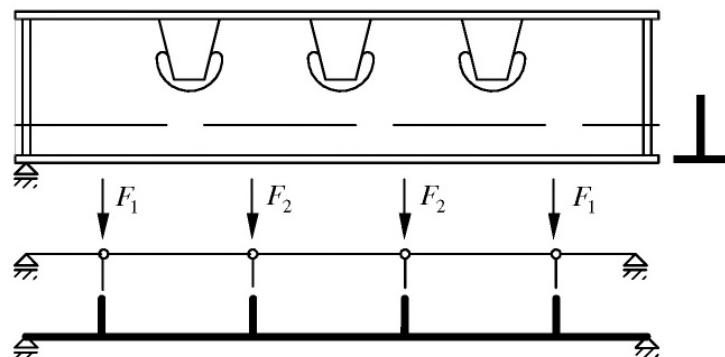
(1) Los rigidizadores longitudinales deben analizarse empleando un modelo de la estructura completa o, de forma simplificada, utilizando un modelo de viga continua sobre apoyos elásticos.

NOTA: Los rigidizadores longitudinales de los puentes de ferrocarril se pueden analizar como vigas continuas sobre apoyos elásticos.

9.4.2.2 Vigas transversales

(1) En el análisis de las vigas transversales, se debe tener en cuenta la influencia de los cortes en la chapa.

NOTA: Cuando se realicen cortes en la chapa de las vigas transversales, como se muestra en la figura A29.9.3, los efectos de las acciones se pueden determinar a través de la aplicación de un modelo de viga Vierendeel (en el que la chapa de tablero y la parte de la viga transversal bajo los cortes en la chapa son las alas y las zonas entredichos cortes son los montantes).



F_t Acción sobre el alma entre los cortes en la chapa

Figura A29.9.3 Modelo de viga Vierendeel para una viga transversal

(2) En el análisis del modelo para la viga transversal, se debe tener en cuenta:

1. Las uniones de la viga transversal con los rigidizadores transversales de las almas de las vigas principales deben formar un pórtico transversal continuo;
2. La contribución a la deformación global de las deformaciones de los elementos de las vigas Vierendeel debidas a momentos flectores, axiles y cortantes;
3. Los efectos del cortante entre la chapa de tablero y el alma de la viga transversal sobre las tensiones normales y tensiones tangenciales en la sección crítica de la figura A29.9.4;
4. Los efectos de la introducción local de cargas de los rigidizadores al alma;
5. Las tensiones tangenciales producidas por el cortante horizontal y vertical en la sección crítica de la figura A29.9.4.

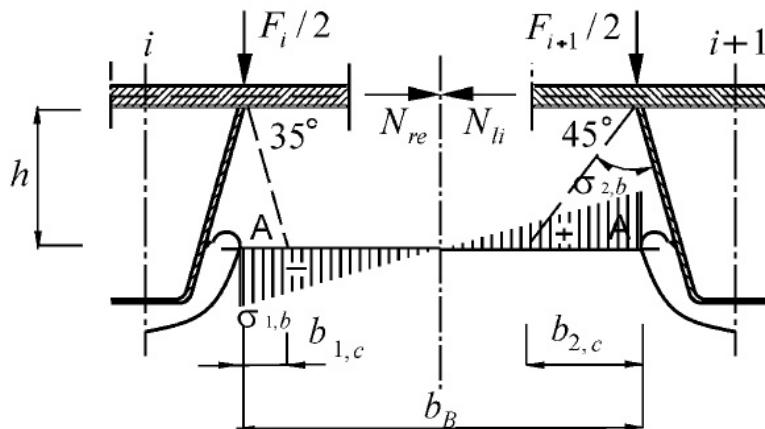


Figura A29.9.4 Distribución de tensiones en una groera

(3) Las tensiones normales en la sección crítica (figura A29.9.4) se pueden determinar como se indica a continuación:

$$\sigma_1 = \sigma_{1b} + \sigma_{1c} \quad (9.3)$$

$$\sigma_2 = \sigma_{2b} + \sigma_{2c} \quad (9.4)$$

donde:

$$-\sigma_{1b} = +\sigma_{2b} = \frac{M_{Ed}}{W} \quad \text{son las tensiones debidas a la flexión} \quad (9.5)$$

$$\sigma_{1c} = -\frac{F_i}{2 \cdot A_{1c}} \text{ y } \sigma_{2c} = -\frac{F_{i+1}}{2 \cdot A_{2c}} \quad \text{son las tensiones de compresión debidas a las cargas locales de los rigidizadores} \quad (9.6)$$

$$W = \frac{1}{6} t b_B^2$$

$$A_{1c} = b_{1c} t$$

$$A_{2c} = b_{2c} t$$

V_{Ed} es el esfuerzo cortante horizontal

$M_{Ed} = V_{Ed} h$ es el momento flector en la sección crítica

F_i, F_{i+1} son las cargas introducidas por los rigidizadores

t es el espesor de la chapa del alma.

(4) En ausencia de groeras, las tensiones en la sección crítica se pueden obtener considerando que las alas están formadas por las almas de los rigidizadores con un ancho eficaz $b_{eff} = 5t_{w,st}$, donde $t_{w,st}$ es el espesor de chapa de los rigidizadores.

9.5 Procedimientos de comprobación a fatiga

9.5.1 Comprobación a fatiga

(1) La comprobación a fatiga se debe realizar como se indica a continuación:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad (9.7)$$

y

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}} \quad (9.8)$$

9.5.2 Coeficientes de daño equivalente λ para puentes de carretera

(1) El coeficiente de daño equivalente λ para puentes de carretera con un vano de hasta 80 m de luz se debe obtener a partir de:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \quad \text{con } \lambda \leq \lambda_{max} \quad (9.9)$$

donde:

- λ_1 es el coeficiente que tiene en cuenta el efecto de daño del tráfico y depende de la longitud de la línea o área crítica de influencia
 λ_2 es el coeficiente que tiene en cuenta la intensidad de tráfico
 λ_3 es el coeficiente que tiene en cuenta la vida útil de proyecto del puente
 λ_4 es el coeficiente que tiene en cuenta el tráfico en otros carriles
 λ_{max} es el valor máximo de λ teniendo en cuenta el límite de fatiga, véase (7).

(2) Al determinar λ_1 , cuyos valores se obtendrán de la figura A29.9.5, la longitud de la línea o área crítica de influencia puede obtenerse como se indica a continuación:

a) para los momentos flectores:

- para un vano simplemente apoyado, la longitud del vano L_i ;
- en las secciones de centro de vano de vanos continuos, la longitud del vano considerado L_i , véase la figura A29.9.7;
- en las secciones de apoyo de vanos continuos, la media de las dos luces L_i y L_j adyacentes a dicho apoyo, véase la figura A29.9.7;
- para vigas apoyadas sobre vigas transversales, la suma de las dos luces adyacentes de las vigas apoyadas sobre la viga transversal.

b) para el esfuerzo cortante en un vano simplemente apoyado y en vanos continuos:

- para las secciones de apoyo, la luz del vano considerado L_i , véase la figura A29.9.7;
- para las secciones de centro de vano, 0,4 veces la longitud del vano considerado L_i , véase la figura A29.9.7.

c) para las reacciones:

- para los apoyos extremos, la luz del vano considerado L_i ;

- para los apoyos intermedios, la suma de las luces de los dos vanos adyacentes $L_i + L_j$.
- d) para los puentes arco:
- para las péndolas, el doble de la distancia entre las péndolas;
 - para el arco, la mitad de la luz del arco.

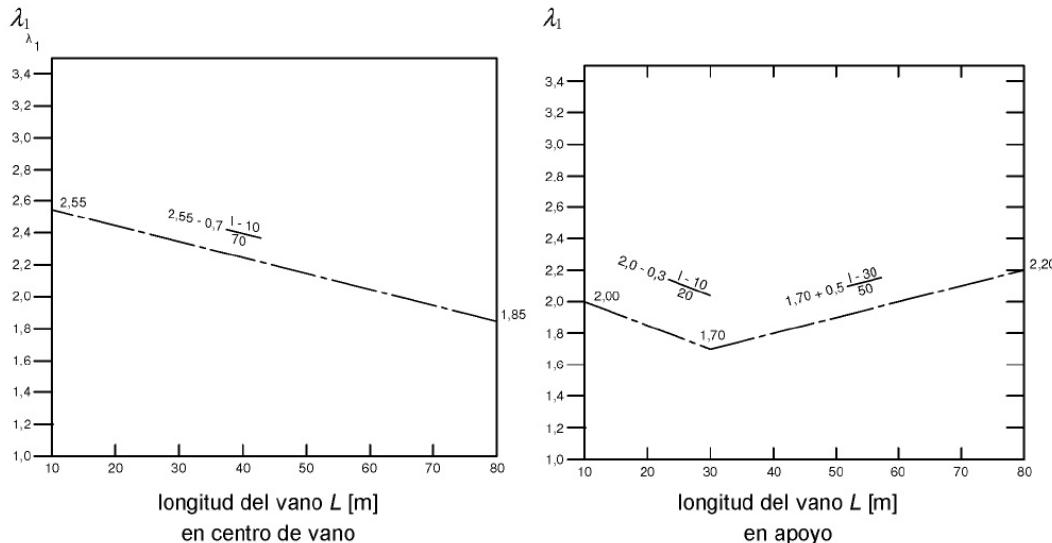


Figura A29.9.5 λ_1 para los momentos flectores en puentes de carretera

(3) El coeficiente λ_2 se debe calcular como sigue:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5} \quad (9.10)$$

donde:

Q_{m1} es el peso medio (kN) de los vehículos pesados circulando por el carril para vehículos lentos, que se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

$$Q_0 = 480 \text{ kN}$$

$$N_0 = 0,5 \cdot 10^6$$

N_{Obs} es el número total de vehículos pesados por año circulando en el carril para vehículos lentos, véase el apartado 9.2.2 (2)

Q_i es el peso en kN del vehículo pesado i circulando por el carril para vehículos pesados

n_i es el número de vehículos pesados de peso Q_i circulando por el carril para vehículos pesados.

(4) Para valores dados de Q_{m1} y N_{Obs} , el coeficiente λ_2 se puede obtener a partir de la tabla A29.9.1.

Tabla A29.9.1 λ_2

Q_{m1}	N_{Obs}							
	$0,25 \cdot 10^6$	$0,50 \cdot 10^6$	$0,75 \cdot 10^6$	$1,00 \cdot 10^6$	$1,25 \cdot 10^6$	$1,50 \cdot 10^6$	$1,75 \cdot 10^6$	$2,00 \cdot 10^6$
200	0,362	0,417	0,452	0,479	0,500	0,519	0,535	0,550
300	0,544	0,625	0,678	0,712	0,751	0,779	0,803	0,825
400	0,725	0,833	0,904	0,957	1,001	1,038	1,071	1,100
500	0,907	1,042	1,130	1,197	1,251	1,298	1,338	1,374
600	1,088	1,250	1,356	1,436	1,501	1,557	1,606	1,649

(5) El coeficiente λ_3 se debe calcular como sigue:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5} \quad (9.11)$$

donde:

t_{Ld} es la vida útil de proyecto del puente en años. El valor a utilizar será 100 años.

Tabla A29.9.2 λ_3

Vida útil de proyecto en años	50	60	70	80	90	100	120
Coeficiente λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,000	1,037

(6) El coeficiente λ_4 se debe calcular como sigue:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 \cdot Q_{m2}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 \cdot Q_{m3}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}} \right)^5 + \cdots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k \cdot Q_{mk}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5} \quad (9.12)$$

donde:

k es el número de carriles con tráfico pesado

N_j es el número de vehículos pesados por año en el carril j

Q_{mj} es el peso medio de los vehículos pesados en el carril j

η_j es el valor de la línea de influencia del esfuerzo que produce el rango de tensiones en el centro del carril j , a introducir en la ecuación (9.12), con signo positivo.

(7) El coeficiente λ_{max} se debe obtener a partir de los espectros de los rangos de tensiones correspondientes. Para su utilización directa, se obtendrá de la figura A29.9.6.

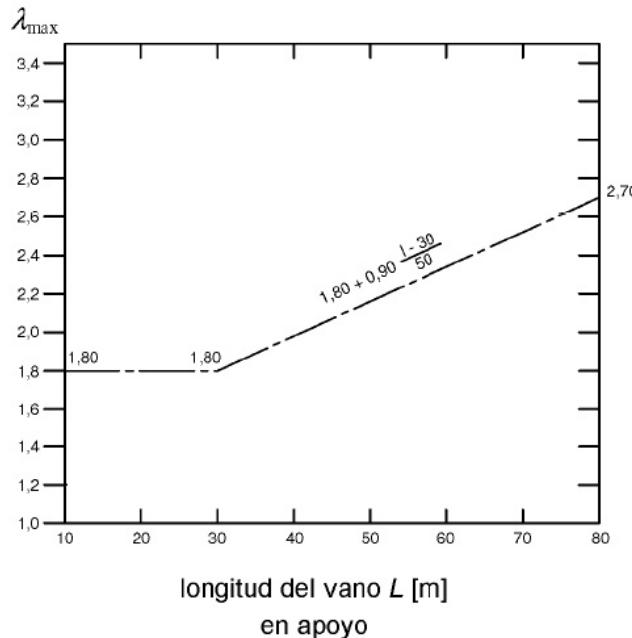
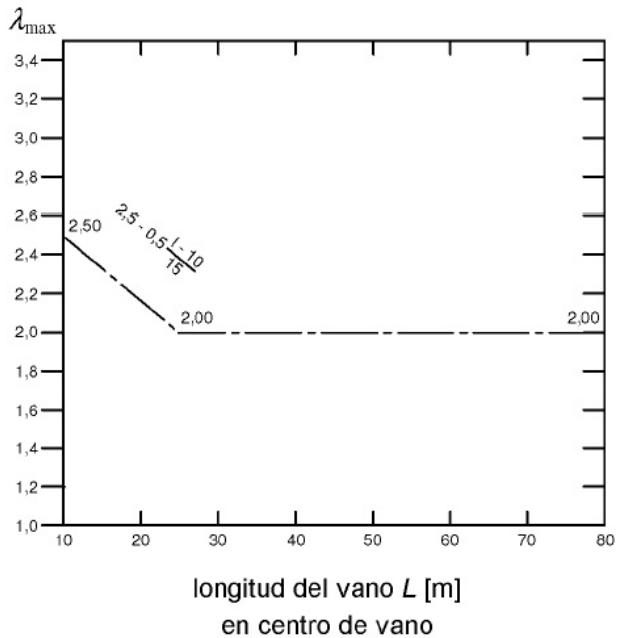


Figura A29.9.6 λ_{max} para los momentos flectores en puentes de carretera

9.5.3 Coeficientes de daño equivalente λ para puentes de ferrocarril

(1) El coeficiente de daño equivalente λ para puentes de ferrocarril con vanos de hasta 100 m de luz se debe obtener a partir de:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \quad \text{con } \lambda \leq \lambda_{max} \quad (9.13)$$

donde:

- λ_1 es el coeficiente que tiene en cuenta el efecto de daño del tráfico y depende de la longitud de la línea de influencia
- λ_2 es el coeficiente que tiene en cuenta la intensidad de tráfico
- λ_3 es el coeficiente que tiene en cuenta la vida útil de proyecto del puente
- λ_4 es el coeficiente que tiene en cuenta que el elemento estructural puede estar cargado por más de una vía
- λ_{max} es el valor máximo de λ teniendo en cuenta el límite de fatiga, véase (9).

(2) El valor del parámetro λ_1 se puede obtener a partir de la tabla A29.9.3 para tráfico convencional de ferrocarril y en la tabla A29.9.4 para trenes expresos con unidades múltiples y líneas de metro, así como para tráfico ferroviario con ejes de 25 t.

Para líneas de alta velocidad la Propiedad definirá, en su caso a través de la reglamentación vigente, los valores de λ_1 que sean de aplicación.

Tabla A29.9.3 Valores de λ_1 para tráfico ferroviario convencional

L	λ_1
0,5	1,60
1,0	1,60
1,5	1,60
2,0	1,46
2,5	1,38
3,0	1,35
3,5	1,17
4,0	1,07
4,5	1,02
5,0	1,03
6,0	1,03
7,0	0,97
8,0	0,92
9,0	0,88
10,0	0,85
12,5	0,82
15,0	0,76
17,5	0,70
20,0	0,67
25,0	0,66
30,0	0,65
35,0	0,64
40,0	0,64
45,0	0,64
50,0	0,63
60,0	0,63
70,0	0,62
80,0	0,61
90,0	0,61
100,0	0,60

Tabla A29.9.4 Valores λ_1 para trenes expresos con unidades múltiples y líneas de metro, así como para tráfico ferroviario con ejes de 25 t

L	λ_1 para trenes expresos con unidades múltiples y líneas de metro		λ_1 para tráfico ferroviario con ejes de 25t
	Tipo 9	Tipo 10	
0,5	0,97	1,00	1,65
1,0	0,97	1,00	1,65
1,5	0,97	1,00	1,65
2,0	0,97	0,99	1,64
2,5	0,95	0,97	1,55
3,0	0,85	0,94	1,51
3,5	0,76	0,85	1,31
4,0	0,65	0,71	1,16
4,5	0,59	0,65	1,08
5,0	0,55	0,62	1,07
6,0	0,58	0,63	1,04
7,0	0,58	0,60	1,02
8,0	0,56	0,60	0,99
9,0	0,56	0,55	0,96
10,0	0,56	0,51	0,93
12,5	0,55	0,47	0,90
15,0	0,50	0,44	0,92
17,5	0,46	0,44	0,73
20,0	0,44	0,43	0,68
25,0	0,40	0,41	0,65
30,0	0,37	0,42	0,64
35,0	0,36	0,44	0,65
40,0	0,35	0,46	0,65
45,0	0,35	0,47	0,65
50,0	0,36	0,48	0,66
60,0	0,39	0,48	0,66
70,0	0,40	0,49	0,66
80,0	0,39	0,49	0,66
90,0	0,39	0,48	0,66
100,0	0,40	0,48	0,66

(4) Al determinar λ_1 , la longitud crítica de la línea de influencia deberá obtenerse como se indica a continuación:

a) para los momentos flectores:

- para un vano simplemente apoyado, la longitud del vano L_i ;

- en las secciones de centro de vano de vanos continuos, la longitud del vano considerado L_i , véase la figura A29.9.7;
 - en las secciones de apoyo de vanos continuos, la media de las dos luces L_i y L_j adyacentes al apoyo, véase la figura A29.9.7;
 - para vigas transversales sujetando los elementos de fijación de los carriles (o traviesas), la suma de las dos luces de las traviesas (o vigas) inmediatamente adyacentes a la viga transversal;
 - para una chapa de tablero apoyada únicamente en vigas transversales o costillas transversales (sin elementos longitudinales) y para aquellos elementos transversales de apoyo, la longitud de la línea de influencia de la deformada (despreciando cualquier parte que indique una deformada hacia arriba), teniendo en cuenta debidamente la rigidez de los carriles en la distribución de la carga. Para elementos transversales con un espaciamiento inferior a 750 mm, esto se puede tomar como 2 veces el espaciamiento de los elementos transversales + 3 m.
- b) para el esfuerzo cortante en un vano simplemente apoyado y un vano continuo:
- para las secciones de apoyo, la luz del vano considerado L_i , véase la figura A29.9.7;
 - para las secciones de centro de vano, 0,4 veces la longitud del vano considerado L_i , véase la figura A29.9.7.

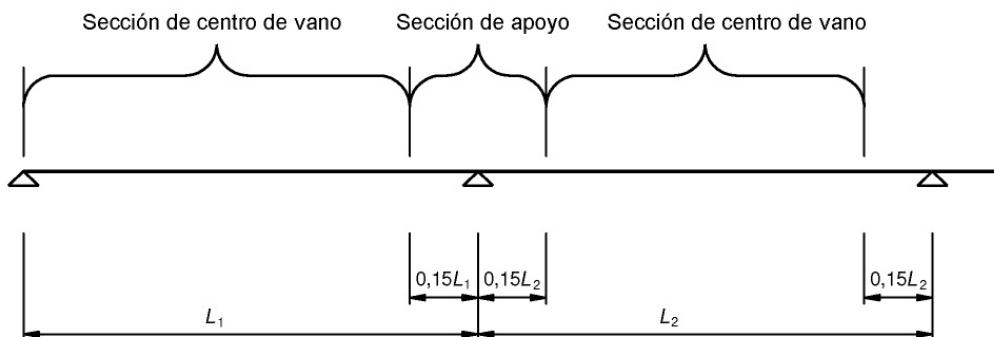


Figura A29.9.7 Localización de las secciones de centro de vano y apoyo

(5) El coeficiente λ_2 se debe obtener a partir de la tabla A29.9.5.

Tabla A29.9.5 λ_2

Tráfico por año [10^6 t/vía]	5	10	15	20	25	30	35	40	50
λ_2	0,72	0,83	0,90	0,96	1,00	1,04	1,07	1,10	1,15

(6) El coeficiente λ_3 se debe obtener a partir de la tabla A29.9.6.

Tabla A29.9.6 λ_3

Vida útil de proyecto [años]	50	60	70	80	90	100	120
λ_3	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	1,00	1,04

(7) El coeficiente λ_4 se debe obtener a partir de la tabla A29.9.7.

Tabla A29.9.7 λ_4

$\Delta\sigma_1 / \Delta\sigma_{1+2}$	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50
λ_4	1,00	0,91	0,84	0,77	0,72	0,71
$\Delta\sigma_1$ es el rango de tensiones en la sección a comprobar debido al tren de cargas UIC71, definido en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF) vigente, actuando en una vía						
$\Delta\sigma_{1+2}$ es la carrera de tensiones en la sección a controlar, debida al tren de cargas UIC71 definido en la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF) vigente, actuando en dos vías cualesquiera						

NOTA: La tabla A29.9.7 es válida únicamente si $\Delta\sigma_1$ y $\Delta\sigma_{1+2}$ tienen el mismo signo.

(8) Los valores del parámetro λ_4 en la tabla A29.9.7 suponen que el 12% del tráfico total cruza el puente mientras hay tráfico en la otra vía. Si el porcentaje de tráfico que cruza el puente es diferente, λ_4 se debe tomar como sigue:

$$\lambda_4 = \sqrt[5]{n + [1 - n][a^5 + (1 - a)^5]} \quad (9.14)$$

donde:

$$a = \Delta\sigma_1 / \Delta\sigma_{1+2}$$

n es el porcentaje de tráfico que cruza el puente.

(9) El valor de λ no debe superar el valor de λ_{max} dado por:

$$\lambda_{max} = 1,4 \quad (9.15)$$

9.5.4 Combinación del daño debido a rangos de tensiones locales y globales

(1) Cuando se combinen los efectos de la flexión del puente (efectos globales) y los efectos de la flexión de sus elementos (efectos locales) en la comprobación de tensiones en un componente, los efectos combinados $\Delta\sigma_{E2}$ se calcularán como sigue:

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda_{loc} \cdot \Phi_{loc} \cdot \Delta\sigma_{loc} + \lambda_{glo} \cdot \Phi_{glo} \cdot \Delta\sigma_{glo} \quad (9.16)$$

donde el sufijo “loc” se refiere a los efectos locales y “glo” a los efectos globales.

9.6 Resistencia a fatiga

- (1) Se debe emplear el Anexo 27 para la evaluación de la resistencia a fatiga de los puentes.
- (2) Pueden emplearse las categorías de fatiga que se establecen en la tabla A29.9.8 para las zonas críticas de los tableros de acero.

Tabla A29.9.8 Categorías de detalles constructivos para las evaluaciones de fatiga

Zona crítica	Detalle	Detalle según Anejo 27	Categoría de detalle
1	Chapa de tablero con tensiones longitudinales en las soldaduras en ángulo transversales, véase la figura A29.9.1	tabla A27.8.4 detalle 8	71
2	Chapa de tablero con tensiones longitudinales en la unión soldada viga-chapa de tablero, véase la figura A29.9.1	tabla A27.8.2 detalle 6	100
		tabla A27.8.4 detalle 9	80
3	Rigidizador de sección hueca en la unión rigidizador-viga transversal, véase la figura A29.9.1	tabla A27.8.8 detalle 1	80
4	Empalme de rigidizadores con chapas de unión y placas de respaldo metálicas, véase la figura A29.9.2	tabla A27.8.8 detalle 4	71
5	Bordes libres de los agujeros de rebaje en las almas de las vigas transversales, véase la figura A29.9.4	tabla A27.8.8 detalle 6	112

9.7 Tratamiento posterior a la soldadura

(1) Cuando sea adecuado, se pueden utilizar técnicas para mejorar la soldadura, tales como el endurecimiento superficial por granallado o martillo de bola, el pulido del pie de soldadura o la refundición del pie de soldadura con soldadura TIG (electrodo permanente de tungsteno), con el objetivo de mejorar la vida en fatiga de las uniones.

10 Cálculo asistido por ensayos

10.1 Generalidades

(1) El cálculo asistido por ensayos debe ser conforme con el Anejo 18 del Código Estructural, complementando a las disposiciones adicionales que se establecen en los apartados 10.2 y 10.3.

10.2 Tipos de ensayos

(1) Los ensayos se pueden llevar a cabo para los siguientes fines:

- a) determinar la resistencia última o las propiedades en servicio de las partes de la estructura, por ejemplo ensayos para desarrollar sistemas normalizados de puentes provisionales;
- b) obtener propiedades específicas del material, por ejemplo ensayos geotécnicos in situ o en laboratorio, ensayo de nuevos materiales para recubrimiento;
- c) reducir incertidumbres en los parámetros de los modelos de carga o de resistencia, por ejemplo ensayos en túnel de viento, ensayos de prototipos a escala real, ensayos de modelos a escala reducida;
- d) comprobar la calidad de los productos suministrados o la consistencia de las características de producción, por ejemplo ensayos de cables o conectores;

- e) tener en cuenta las condiciones reales experimentadas, como por ejemplo mediciones de frecuencias o amortiguamiento;
 - f) comprobar el comportamiento de la estructura real o elementos estructurales tras su finalización, por ejemplo el ensayo de prueba de carga en estado límite último o estado límite de servicio.
- (2) Para los ensayos de tipo a), b) y c), los valores de cálculo se deben obtener a partir de los resultados del ensayo, si están disponibles cuando se realice el cálculo.
- (3) Para los ensayos de tipo d), e) y f), o para situaciones en las cuales no se dispone de los resultados de los ensayos cuando se realiza el dimensionamiento, los valores de cálculo se deben tomar como aquellos para los cuales se supone que se va a cumplir el criterio de aceptación en una fase posterior.

10.3 Comprobación de los efectos aerodinámicos en puentes mediante ensayos

- (1) Los ensayos deben emplearse para comprobar el proyecto de un puente bajo los efectos del viento cuando el cálculo o la utilización de resultados establecidos no proporcionen una garantía suficiente de seguridad estructural durante la fase de ejecución o la vida en servicio.
- (2) Los ensayos deben utilizarse para determinar:
- a) la acción global del viento en la localización del puente y en la estación local de registro de vientos;
 - b) los esfuerzos quasi-estáticos de arrastre y elevación y los momentos torsores provocados sobre el puente o sus componentes como consecuencia del flujo de viento que los atraviesa;
 - c) la amplitud de oscilación del puente o de sus componentes debida al desprendimiento de vórtices desde ambos lados del puente o de sus componentes en el flujo de viento (respuesta de amplitud limitada);
 - d) la velocidad del viento que puede producir respuestas de amplitud divergente en el puente o sus componentes, debidas a fenómenos de galope, flameo torsional, flameo clásico, vibración inducida por lluvia y viento, divergencia no oscillatoria, etc.;
 - e) la respuesta del puente o sus elementos originada por la turbulencia del viento;
 - f) el amortiguamiento intrínseco de la estructura.

(3) Los apartados anteriores 10.3(2) a) hasta e) deben realizarse en un túnel de viento. Cuando un puente se somete a ensayos de túnel de viento, los modelos deben simular de forma precisa los detalles constructivos externos de la sección, incluyendo elementos no estructurales, tales como los pretilés. Además, se tiene que simular un intervalo representativo de frecuencias naturales y amortiguamiento, adecuado con los modos previstos de vibración del puente. También debe considerarse la influencia de la turbulencia y del efecto del viento inclinado respecto de la horizontal.

(4) Debe tenerse en cuenta cualquier cambio potencial en la sección (incluyendo formaciones de hielo o flujos de agua en un cable) durante los ensayos.

NOTA: El amortiguamiento estructural se puede determinar mediante excitación mecánica del puente (empleando maquinaria con movimiento alternativo, maquinaria rotativa desequilibrada, balancines o dispositivos similares). El valor del amortiguamiento requerido se puede determinar a partir de la energía necesaria para generar una amplitud de oscilación particular o de la caída de la oscilación cuando cesa la excitación.

Apéndice A Recomendaciones técnicas para los apoyos

Los apoyos quedan fuera del ámbito del Código Estructural, debiendo cumplir la reglamentación específica vigente. En el caso de que no exista esta reglamentación, deberá realizarse un estudio particular para su uso.

Apéndice B Recomendaciones técnicas para las juntas de dilatación en puentes de carretera

Las juntas de dilatación quedan fuera del ámbito del Código Estructural, debiendo cumplir la reglamentación específica vigente. En el caso de que no exista esta reglamentación, deberá realizarse un estudio particular para su uso.

Apéndice C Recomendaciones para los detalles constructivos de tableros de puentes de acero

C.1 Puentes de autopista

C.1.1 Generalidades

(1) Este apéndice proporciona recomendaciones sobre los detalles estructurales y de ejecución de puentes de carretera para alcanzar un estándar de calidad mínimo, según las hipótesis del Anejo 27 del Código Estructural.

NOTA 2: Este apéndice solo se aplica a los tipos de detalles constructivos descritos en las figuras siguientes.

(2) Las recomendaciones se basan en un proyecto normal, como muestra la figura A29.C.1 y tienen como objetivo tanto la durabilidad de la estructura de acero como la del acabado superficial. Se supone que la superficie de acabado cumple con los requisitos de adherencia, tratamiento superficial, preparación de las chapas e impermeabilización.

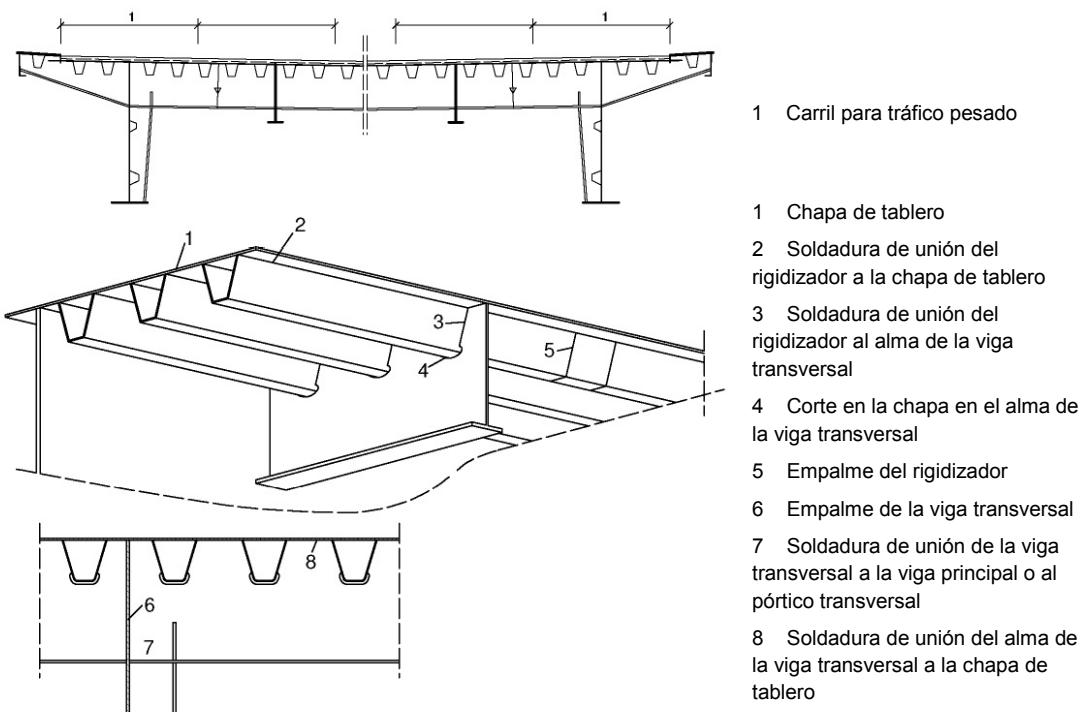


Figura A29.C.1 Ejemplos de detalles estructurales de tableros de acero de puentes de autopista

NOTA: El Apéndice C no es de aplicación a los tableros provistos de rigidizadores transversales.

(3) Las recomendaciones se basan en los carriles de la calzada por los que circula tráfico pesado y abarcan:

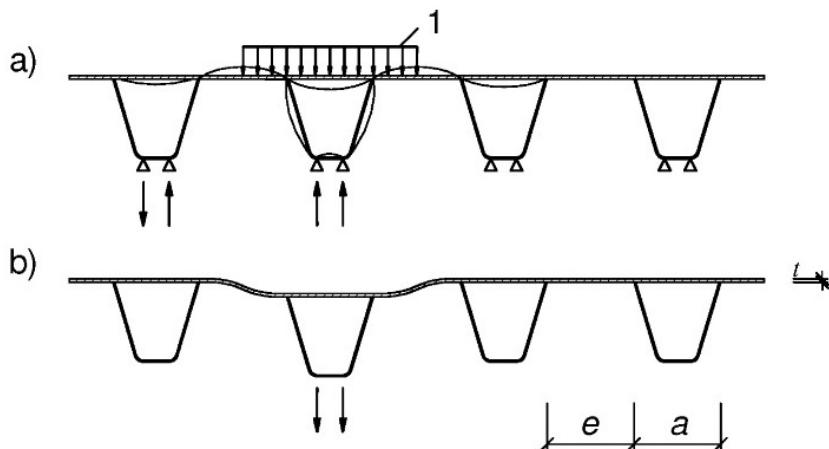
1. la chapa de tablero,
2. las uniones soldadas de los rigidizadores a la chapa de tablero,
3. las uniones soldadas de los rigidizadores al alma de la viga transversal,
4. el detalle del corte en la chapa en el alma de la viga transversal,

5. la continuidad de los rigidizadores,
 6. la continuidad de las vigas transversales,
 7. la unión entre las vigas transversales y las vigas principales.
- (4) Las tablas C.3, C.4 y C.5 detallan los aspectos relativos a las tolerancias, métodos del ensayo de inspección y requisitos mínimos de los mismos (incluyendo sus valores de referencia).

C.1.2 Chapa de tablero

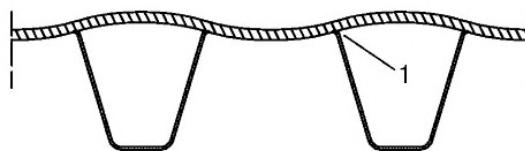
C.1.2.1 Generalidades

- (1) Las acciones de fatiga se originan por la flexión de la chapa de tablero debida a las cargas de las ruedas y a la presión de los neumáticos, véase la figura A29.C.2.
- (2) La figura A29.C.2 a) representa el perfil de flexión, suponiendo que los rigidizadores no descienden verticalmente. La figura A29.C.2 b) muestra el caso de descensos diferenciales de los rigidizadores.
- (3) La combinación de la chapa de tablero con el acabado superficial conduce a un incremento de la rigidez de la chapa debido a un cierto comportamiento mixto.
- (4) Las fisuras de fatiga pueden aparecer en las soldaduras entre los rigidizadores y la chapa, véase la figura A29.C.3, así como en el acabado superficial.

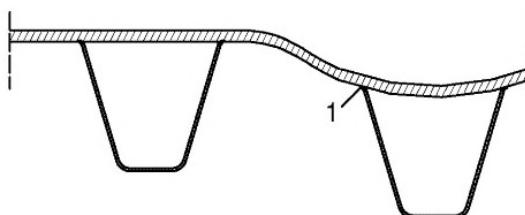


1 carga de la rueda

Figura A29.C.2 Efecto de a) cargas locales de las ruedas y b) flechas diferenciales de los rigidizadores



a) Inicio de la fisura comenzando en la raíz de la soldadura en el interior de los rigidizadores



b) Inicio de la fisura comenzando en el pie de la soldadura en el exterior de los rigidizadores

1 Inicio de la fisura *de la fisura*

Figura A29.C.3 Fisuras de fatiga en la chapa de tablero

(5) Las recomendaciones se refieren a lo siguiente:

1. el espesor mínimo de la chapa de tablero y la rigidez mínima de los rigidizadores,
2. los empalmes de la chapa de tablero,
3. las uniones entre la chapa de tablero y las almas de las vigas principales, almas de los rigidizadores de sección abierta y almas de las vigas transversales.

(6) Las disposiciones relativas a la unión entre la chapa de tablero y las almas de los rigidizadores se establecen en el apartado C.1.3.

(7) Se deben cumplir las tolerancias que se establecen en la tabla A29.C.3(1) con el fin de alcanzar las tolerancias de montaje de la chapa de tablero, como se especifica en la tabla A29.C.4.

C.1.2.2 Espesor de las chapas de tablero y rigidez mínima de los rigidizadores

(1) Se debe seleccionar el espesor de la chapa de tablero de acuerdo con la categoría de tráfico, los efectos del comportamiento mixto de la chapa de tablero con el acabado superficial y la separación de los apoyos de la chapa de tablero.

Se utilizarán las siguientes dimensiones:

- 1) Espesor de la losa ortótropa del tablero en el carril de vehículos pesados de la calzada:

$$t \geq 14 \text{ mm} \text{ para una capa de asfalto} \geq 70 \text{ mm},$$

$$t \geq 16 \text{ mm} \text{ para una capa de asfalto} \geq 40 \text{ mm}.$$
- 2) Separación de las almas de los rigidizadores de la losa ortótropa del tablero, en la zona con sobrecargas de tráfico:

$$e/t \leq 25 \text{ donde } e \leq 300 \text{ mm.}$$
- 3) Espesor de la losa ortótropa del tablero para pasarelas (con cargas para vehículos de mantenimiento):

$$t \geq 10 \text{ mm} \text{ y } e/t \leq 40,$$

$$e \leq 600 \text{ mm.}$$

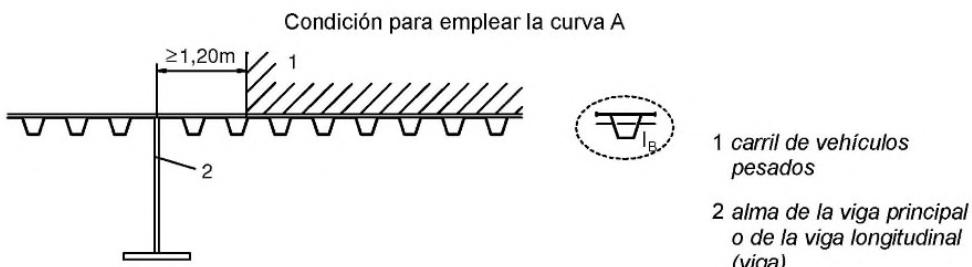
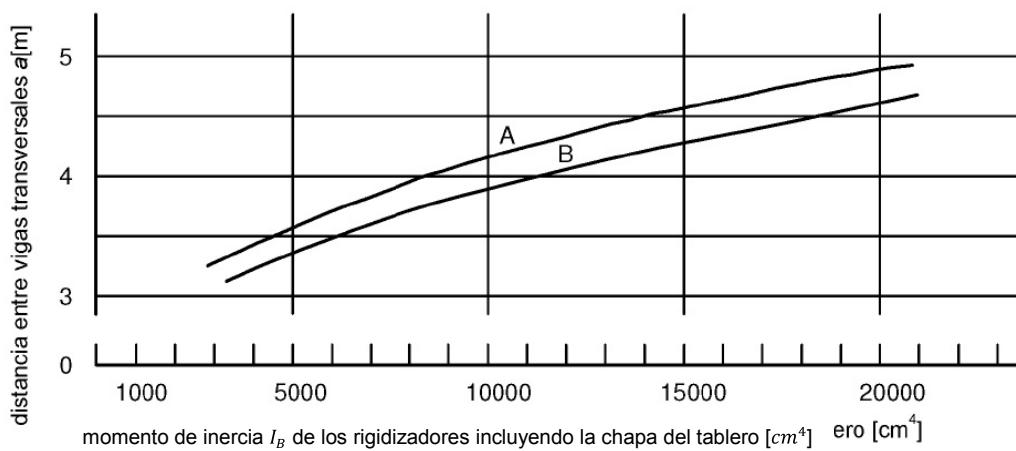
4) Espesor del rigidizador:

$$t_{stiff} \geq 6 \text{ mm.}$$

Si se cumplen estos valores, no será necesario comprobar los momentos flectores en la chapa de tablero.

(2) La rigidez mínima de los rigidizadores debe seleccionarse de acuerdo con la categoría de tráfico, así como en función de la posición del apoyo rígido proporcionado por las almas de las vigas principales o longitudinales, en relación con el carril que soporta el tráfico pesado. De esta forma, se evita la fisuración del acabado superficial por flechas diferenciales.

Los valores de rigidez mínima a utilizar se pueden obtener de la figura A29.C.4.



NOTA a) La curva A es de aplicación a todos los rigidizadores que no se recogen en b)

b) La curva B es de aplicación a los rigidizadores situados bajo el carril más cargado, dentro de una distancia de 1,20 m desde el alma de la viga principal

a principal.

c) La figura es de aplicación a todo tipo de rigidizadores

C.1.2.3 Soldaduras de la chapa de tablero

(1) Las soldaduras transversales (es decir, las soldaduras que cruzan los carriles de circulación) deben ser soldaduras dobles en V o soldaduras simples en V con pasada de raíz o pasada exterior, o bien soldaduras sencillas en V con placas de respaldo cerámicas. Las soldaduras con placas de respaldo metálicas, véase la figura A29.C.6, no se recomiendan, por la discontinuidad en el cruce con los rigidizadores.

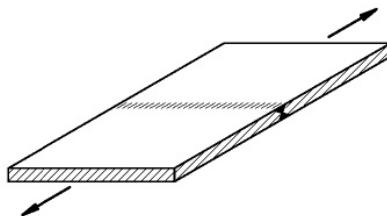


Figura A29.C.5 Soldaduras de la chapa de tablero transversales al carril de circulación sin placa de respaldo metálica

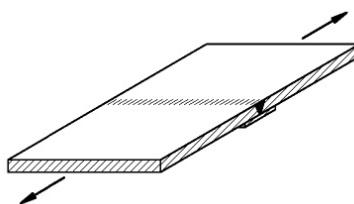


Figura A29.C.6 Soldaduras de la chapa de tablero transversales al carril de circulación con placa de respaldo cerámica

(2) Para tolerancias e inspecciones de soldaduras de la chapa de tablero sin placas de respaldo, véase la tabla A29.C.4 (1).

(3) Las soldaduras longitudinales (soldaduras a lo largo del carril de circulación) se deben dimensionar como soldaduras transversales.

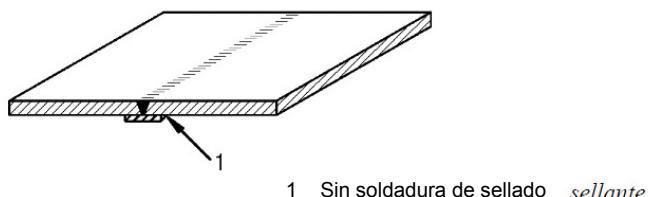


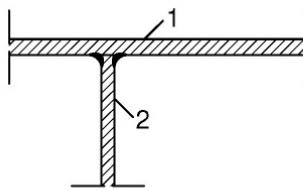
Figura A29.C.7 Soldaduras de la chapa de tablero en la dirección del carril de circulación con placa de respaldo metálica

(4) Las soldaduras en V con placas de respaldo metálicas se pueden utilizar en soldaduras longitudinales con los siguientes requisitos:

1. ejecución de acuerdo con la figura A29.C.7
2. tolerancias e inspecciones establecidas en la tabla A29.C.4 (2).

C.1.2.4 Unión entre la chapa de tablero y las almas de las vigas principales, almas de los rigidizadores de sección abierta y almas de las vigas transversales

(1) Las soldaduras que unen la chapa de tablero con las almas se deben dimensionar como soldaduras en ángulo, de acuerdo con la figura A29.C.8.



1 chapa del tablero
2 alma de la viga principal

Figura A29.C.8 Unión entre la chapa de tablero y el alma de la viga principal

(2) Para la unión de rigidizadores de sección hueca con la chapa de tablero, véase el apartado C.1.3.

C.1.3 Rigidizadores

C.1.3.1 Acciones de fatiga

(1) Las acciones de fatiga se producen por:

1. flexión en las almas por efecto de las deformaciones de la chapa de tablero, debido a uniones soldadas rígidas entre el rigidizador y la chapa de tablero;
2. tensiones tangenciales en las soldaduras entre los rigidizadores y la chapa de tablero, producido por esfuerzos cortantes en los rigidizadores;
3. tensiones normales longitudinales en los rigidizadores, debidas a momentos flectores y esfuerzos axiles en los rigidizadores;
4. flexión local en la unión entre rigidizadores y vigas transversales, en el alma de los rigidizadores y en las almas de las vigas transversales.

C.1.3.2 Tipo de rigidizadores

(1) Los rigidizadores pueden ser de sección cerrada, tales como trapezoidales, en forma de V, redondeados, o de sección abierta.

(2) Para rigidizadores de sección cerrada, véase la tabla A29.C.3(2).

(3) Para rigidizadores de sección abierta bajo carriles de circulación de tráfico, véase la tabla A29.C.3(3).

(4) En el caso de un cambio en el espesor de la chapa de los rigidizadores, la falta de alineación entre las superficies de las chapas no debe superar el valor de 2 mm.

C.1.3.3 Unión del rigidizador a la chapa de tablero

(1) Para los rigidizadores de sección cerrada bajo la calzada, la soldadura entre el rigidizador y la chapa de tablero debe ser una soldadura a tope.

(2) El espesor de garganta de la soldadura "a" no debe ser inferior al espesor del rigidizador "t", véase la tabla A29.C.4(3) y (4).

(3) Para uniones del rigidizador a la chapa de tablero fuera de la calzada, véase la tabla A29.C.4(5).

(4) Para las tolerancias y los controles, véase la tabla A29.C.4(3), (4) y (5).

C.1.3.4 Unión de un rigidizador a otro rigidizador

(1) En la unión de un rigidizador con otro rigidizador, se deben disponer chapas de empalme, de acuerdo con la tabla A29.C.4(6).

(2) El empalme debe localizarse cercano al punto de inflexión del rigidizador (a una distancia de $0,2l$ de la viga transversal, siendo l la luz del rigidizador).

(3) La secuencia de soldadura debe ser tal que las tensiones residuales sean pequeñas y que el ala inferior del rigidizador reciba compresiones residuales. La secuencia de soldadura que se especifica en la tabla A29.C.4(6) es la siguiente:

1. Primera soldadura entre el rigidizador y la chapa de empalme.
2. Segunda soldadura entre el rigidizador y la chapa de empalme; según [1] y [2] dados en la tabla A29.C.4(6), se deberá soldar primero el ala inferior y después el alma.
3. Por último la soldadura de la chapa de tablero.

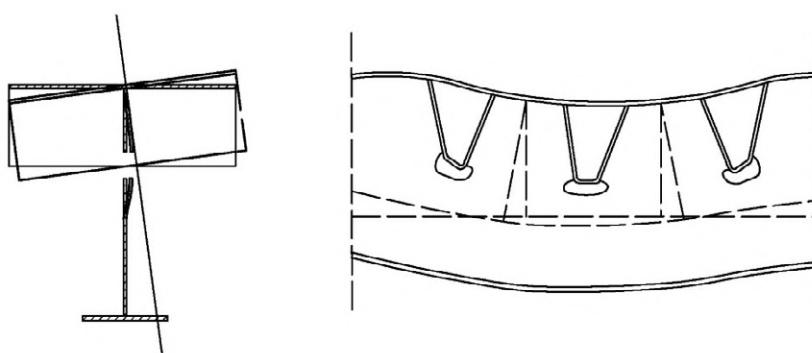
(4) Para las soldaduras a tope entre el rigidizador y la chapa de empalme, son de aplicación las tolerancias e inspecciones que se establecen en la tabla A29.C.4(7).

C.1.3.5 Unión de los rigidizadores al alma de la viga transversal

C.1.3.5.1 Generalidades

(1) Las acciones de fatiga en la unión de los rigidizadores al alma de la viga transversal proceden de las siguientes causas, véase la figura A29.C.9:

1. Los esfuerzos cortantes, momentos torsores y tensiones debidas a las deformaciones de distorsión de los rigidizadores, producen tensiones en las soldaduras en ángulo entre los rigidizadores y el alma de la viga transversal.
2. Los giros de los rigidizadores debidos a su flexión producen tensiones de flexión en el alma. El efecto Poisson provoca deformaciones transversales de los rigidizadores, restringidas por el alma de la viga transversal.
3. Las tensiones y deformaciones en el plano del alma de la viga transversal pueden producir concentración de tensiones en los bordes de las groeras y deformaciones en los rigidizadores.



giro del rigidizador en su conexión al alma de la viga transversal. véase el caso 2 del punto (1) del apartado C.1.3.5.1

deformaciones impuestas al rigidizador por la distribución de deformación en el alma de la viga transversal. véase el caso 3 del punto (1) del apartado C.1.3.5.1

Figura A29.C.9 Unión de los rigidizadores al alma de la viga transversal

(2) La magnitud de estos efectos dependen de si:

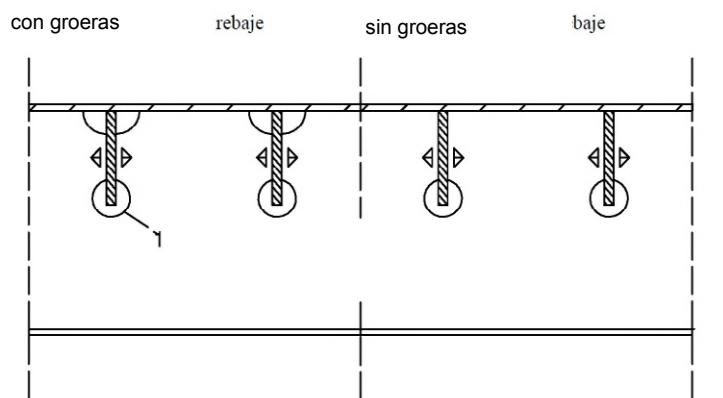
- los rigidizadores pasan a través del alma y las formas del corte en la chapa y de la groera;
- los rigidizadores no pasan a través de las almas de las vigas transversales, de la forma de los rigidizadores y su ajuste.

(3) Los rigidizadores se deben disponer preferiblemente pasantes a través de las almas de la viga transversal.

(4) Cuando no sea posible pasar los rigidizadores a través de las almas, por ejemplo en el caso de puentes con cantos de las vigas transversales extremadamente pequeños o pequeñas distancias entre las vigas transversales, los rigidizadores deben ajustarse entre las almas, de acuerdo con el apartado C.1.3.5.3.

(5) Para rigidizadores planos, véase la figura A29.C.10, las acciones de fatiga (véase el apartado C.1.3.5.1(1)) son similares a las de los rigidizadores de sección cerrada; sin embargo, los efectos del apartado C.1.3.5.1(1) 3 son de menor importancia.

Rigidizadores de sección abierta con soldaduras longitudinales atravesando el alma de la viga transversal



1 Groera en la parte inferior del rigidizador plano para evitar la fusión de las aristas vivas ados

Figura A29.C.10 Uniones de los rigidizadores planos con las almas de vigas transversales

C.1.3.5.2 Cortes en la chapa en las almas de las vigas transversales

(1) Para rigidizadores de sección cerrada, los cortes en la chapa deben realizarse con o sin groeras, como se indica a continuación, véase la figura A29.C.11:

- 1 con groeras alrededor de la parte inferior del rigidizador con soldadura parcial del rigidizador con el alma, véase la figura A29.C.11 a);
- 2 sin groeras con soldadura alrededor de todo el perímetro de soldadura, véase la figura A29.C.11 b).

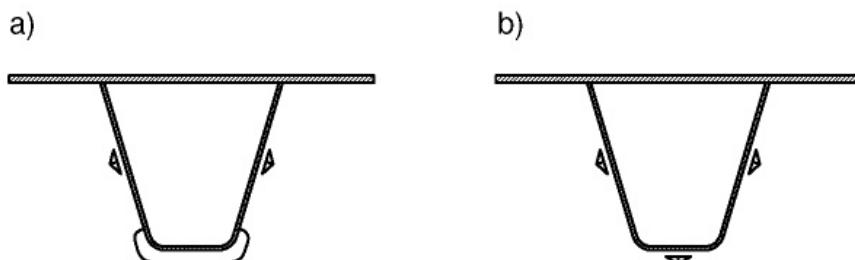
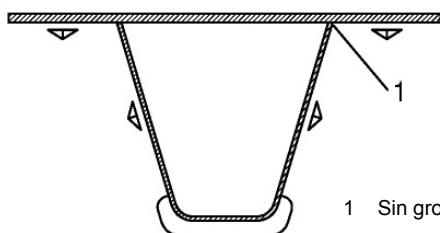


Figura A29.C.11 Cortes en la chapa en las almas de vigas transversales con o sin groeras

(2) Se deben evitar las groeras en el alma de la viga transversal en las uniones entre el rigidizador y la chapa de tablero, véase la figura A29.C.12.



Dimensiones de acuerdo con la Tabla C.4 (3), (4) y (5)

Figura A29.C.12 Uniones soldadas de los rigidizadores de sección cerrada con el alma de la viga transversal con groeras

(3) La forma de los cortes en la chapa en el alma de la viga transversal, véase la figura A29.C.13, debe ser tal que:

1. Las soldaduras entre los rigidizadores y el alma tengan una resistencia adecuada y los retornos no presenten muescas ni poros, véase la figura A29.C.13 a).
2. Las dimensiones del corte en la chapa permitan:
 - adaptarse a las tolerancias del perfil del rigidizador y
 - la preparación de la superficie, la aplicación y la inspección de la protección contra la corrosión, véase la figura A29.C.13 b).
3. El rango de tensiones $\Delta\sigma$ en el borde de los cortes en la chapa debido a la flexión del alma en su plano y fuera del plano se encuentra dentro de unos límites admisibles, véase la figura A29.C.13 c).

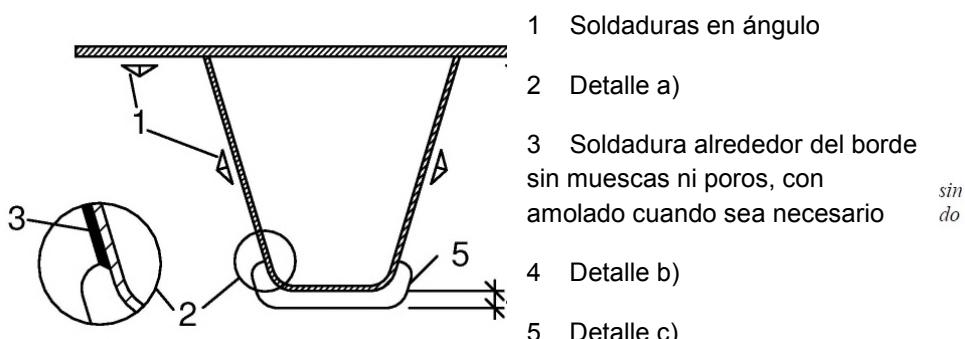
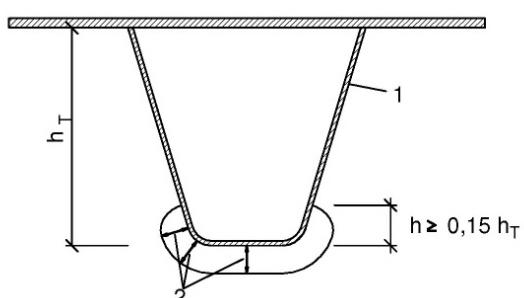


Figura A29.C.13 Detalles críticos para la forma de las groeras

(4) El tamaño mínimo del corte en la chapa deberá ser conforme con la norma UNE-EN ISO 12944-3 y con la figura A29.C.14.



- 1 espesor de la chapa del alma de la viga transversal $t_{w,crossb}$
 2 valor constante de la holgura
 $b \geq 2t_{w,crossb} \geq 25 \text{ mm}$

Figura A29.C.14 Dimensiones mínimas de las groeras

- (5) Los requisitos para las tolerancias y la inspección se indican en la tabla A29.C.4(9).
- (6) Para la unión de los rigidizadores a la viga transversal final, véase el apartado C.1.3.5.3.
- (7) Los requisitos para las uniones de los rigidizadores sin groeras se establecen en la tabla A29.C.4(8).

C.1.3.5.3 Rigidizadores ajustados entre vigas transversales

(1) Los rigidizadores únicamente se pueden ajustar entre las vigas transversales cuando se cumplan las siguientes condiciones:

1. el puente se proyecte únicamente para tráfico ligero, o los rigidizadores no se localicen directamente bajo el tráfico;
2. la separación entre las vigas transversales sea $\leq 2,75\text{ m}$;
3. el tipo de acero de las almas de la viga transversal es conforme con los requisitos de calidad Z que se establece en el Anejo 28 del Código Estructural;
4. las secuencias de montaje y soldadura son tales que se puedan despreciar los efectos de la retracción.

(2) La unión de los bordes de los rigidizadores al alma debe realizarse con soldaduras a tope, con una preparación de las soldaduras conformes con los requisitos que se establecen en la tabla A29.C.4(10).

C.1.3.5.4 Rigidizadores compuestos por chapas planas

(1) Las chapas planas que atraviesan las almas de las vigas transversales deberán tener soldaduras en ángulo continuas en la chapa de tablero y deberán soldarse al alma de las vigas transversales a ambos lados, véase la figura A29.C.10.

(2) Se deberá dejar un hueco de un ancho máximo de 1 mm para reducir la retracción.

(3) Los requisitos sobre los detalles constructivos y la inspección deben tomarse de la tabla A29.C.4(11).

C.1.4 Vigas transversales

C.1.4.1 Generalidades

(1) En las vigas transversales se debe contemplar lo siguiente:

1. unión del alma a los rigidizadores;
2. unión del alma a la chapa de tablero;
3. unión del alma de la viga transversal al alma de la viga principal;
4. unión del alma al ala inferior de la viga transversal;
5. unión del ala inferior de la viga transversal al alma de la viga principal, o al ala inferior, cuando ambas alas están al mismo nivel;
6. unión de las vigas transversales a los rigidizadores transversales, pórticos o diafragmas situados en el mismo plano que las vigas transversales.

(2) Se debe acotar el radio de cualquier esquina de los bordes libres de los cortes en la chapa o de las groeras.

(3) Se tienen que cumplir los requisitos de detalle que se establecen en los apartados C.1.4.2, C.1.4.3 y C.1.4.4.

C.1.4.2 Uniones del alma de la viga transversal

- (1) Los detalles constructivos y la inspección de las uniones soldadas de las almas de las vigas transversales a la chapa de tablero o al alma de la viga principal deben realizarse de acuerdo con la tabla A29.C.4(12) y la tabla A29.C.4(13), respectivamente.
- (2) Los empalmes de las almas en las vigas transversales deben soldarse, de acuerdo con la tabla A29.C.4(14).

C.1.4.3 Uniones del ala de las vigas transversales

- (1) La unión del ala inferior de la viga transversal al alma de la viga principal se debe realizar mediante soldadura a tope, de acuerdo con la tabla A29.C.4(15).
- (2) Cuando las alas inferiores de las vigas transversales y de las vigas principales se encuentren en el mismo plano, las uniones serán conformes con la tabla A29.C.4(16).
- (3) Las uniones soldadas entre alas de vigas transversales deben ser conformes con la tabla A29.C.4(14).

C.1.4.4 Rigidizadores transversales, pórticos o diafragmas

- (1) Con el fin de reducir la concentración de tensiones en las uniones entre vigas transversales, rigidizadores transversales y diafragmas, debe disponerse una rigidización local en todas las uniones y juntas.
- (2) Se deben detallar las uniones de los elementos de los pórticos y las vigas transversales, de acuerdo con la figura A29.C.15. Los detalles se deben comprobar a fatiga.

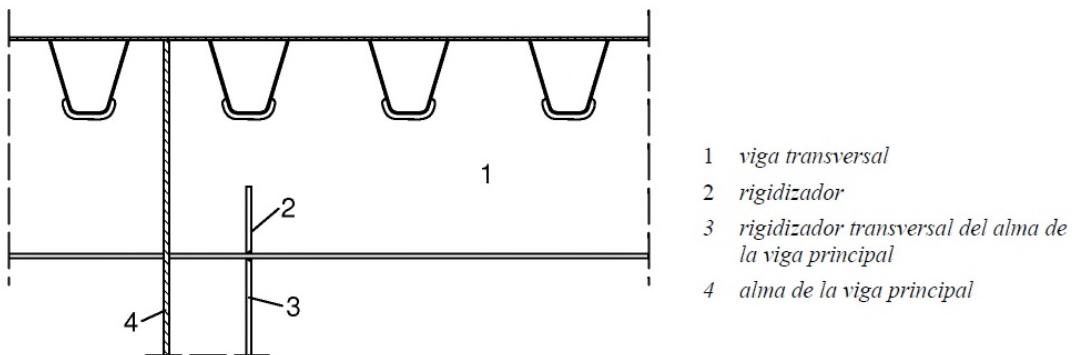


Figura A29.C.15 Unión tipo de vigas transversales a rigidizadores transversales del alma de las vigas principales

C.2 Puentes de ferrocarril

C.2.1 Generalidades

- (1) El Apartado C.2 proporciona recomendaciones para el proyecto y los detalles estructurales de tableros ortótropos de puentes de ferrocarril. Contempla las disposiciones de ejecución en conformidad con las normas de calidad expuestas en el Anexo 27 del Código Estructural.
- (2) Los tableros de puentes de ferrocarril pueden estar compuestos por:

1. rigidizadores longitudinales y vigas transversales;
2. rigidizadores transversales únicamente.

(3) Para tableros con rigidizadores longitudinales, deben emplearse rigidizadores planos de sección abierta o rigidizadores trapezoidales de sección cerrada.

(4) En los tableros de puente con rigidizadores longitudinales de sección cerrada las vigas transversales deben proyectarse con alas inferiores. En los tableros con rigidizadores longitudinales planos, las vigas transversales se pueden proyectar sin alas inferiores. Para tableros con rigidizadores transversales únicamente, se pueden emplear los rigidizadores planos sin alas inferiores.

C.2.2 Espesor y dimensiones de la chapa

(1) En tableros con rigidizadores longitudinales y vigas transversales, son de aplicación las dimensiones de la tabla A29.C.1, véase la figura A29.C.16.

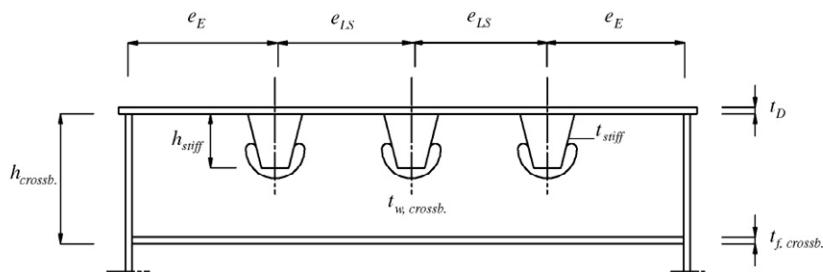


Figura A29.C.16 Detalles tipo de una viga transversal

Tabla A29.C.1 Dimensiones de un tablero con rigidizadores longitudinales

Dimensiones	Rigidizadores de sección abierta	Rigidizadores de sección hueca
espesor de la chapa de tablero t_D	$t_D \geq 14 \text{ mm}$	$t_D \geq 14 \text{ mm}$
separación entre rigidizadores e_{LS}	$e_{LS} \sim 400 \text{ mm}$	$600 \text{ mm} \leq e_{LS} \leq 900 \text{ mm}$
distancia al borde del primer rigidizador e_E	$e_E \geq e_{LS}$	$e_E \geq e_{LS}$
separación de las vigas transversales e_{crossb}	$e_{crossb} \leq 2700 \text{ mm}$	$2500 \text{ mm} \leq e_{crossb} \leq 3500 \text{ mm}$
relación entre el canto del rigidizador y el canto de la viga transversal h_{stiff}/h_{crossb}	$h_{stiff}/h_{crossb} \leq 0,5$	$h_{stiff}/h_{crossb} \leq 0,4$
espesor de la chapa del rigidizador t_{stiff}	$t_{stiff} \geq 10 \text{ mm}$	$6 \text{ mm} \leq t_{stiff} \leq 10 \text{ mm}$
espesor de la chapa del alma de la viga transversal $t_{w,crossb}$	$t_{w,crossb} \geq 10 \text{ mm}$	$10 \text{ mm} \leq t_{w,crossb} \leq 20 \text{ mm}$
Espesor de la chapa del ala de la viga transversal $t_{f,crossb}$	$t_{f,crossb} \geq 10 \text{ mm}$	$t_{f,crossb} \geq 10 \text{ mm}$

(2) En tableros de puentes con rigidizadores transversales únicamente, son de aplicación las dimensiones de la tabla A29.C.2.

Tabla A29.C.2 Dimensiones de un tablero con rigidizadores transversales únicamente

espesor de la chapa de tablero t_D	$t_D \geq 14 \text{ mm}$
espaciamiento de las vigas transversales e_{crossb}	$e_{crossb} \sim 700 \text{ mm}$
distancia al borde de las vigas transversales e_E	$e_E \geq 400 \text{ mm}$
espesor de la chapa del alma de la viga transversal $t_{w,crossb}$	$t_{w,crossb} \geq 10 \text{ mm}$
espesor de la chapa del ala de la viga transversal $t_{f,crossb}$	(donde se dispongan alas) $t_{f,crossb} \geq 10 \text{ mm}$

C.2.3 Unión del rigidizador a la viga transversal

(1) Los rigidizadores longitudinales normalmente deben ser pasantes a través de las almas de las vigas transversales.

(2) Las uniones de los rigidizadores de sección abierta a las almas de las vigas transversales deben detallarse como se muestra en la figura A29.C.17.

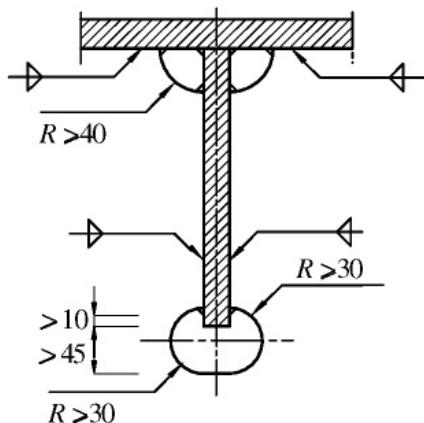


Figura A29.C.17 Unión entre el rigidizador plano y el alma de la viga transversal

(3) La unión de los rigidizadores de sección hueca a las almas de las vigas transversales debe detallarse como se muestra en la figura A29.C.18.

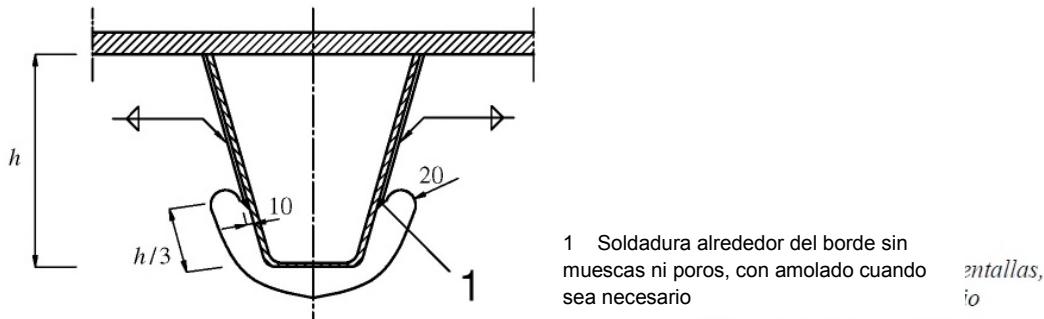


Figura A29.C.18 Unión entre el rigidizador de perfil cerrado y el alma de la viga transversal

C.2.4 Inspección y tolerancias en la preparación de la soldadura

C.2.4.1 Generalidades

(1) A menos que se especifique otra cosa, deben emplearse las tablas C.3 y C.4 para los detalles estructurales, la preparación de la soldadura, las tolerancias y las inspecciones del puente.

C.2.4.2 Uniones del rigidizador a la chapa de tablero

C.2.4.2.1 Preparación de la soldadura de los rigidizadores

- (1) En las uniones del rigidizador a la chapa de tablero, los bordes de las chapas conformadas (véase la tabla A29.C.4(3) y (4)) serán achaflanados, véase la figura A29.C.19.
- (2) Para una chapa con un espesor $t < 8 \text{ mm}$, se puede prescindir del chaflán si se puede comprobar (por medio de ensayos de la soldadura) que se cumplen los requisitos para las soldaduras a tope que se establecen en el apartado C.2.4.2.2.

C.2.4.2.2 Requisitos para soldaduras a tope

- (1) Los requisitos para las soldaduras a tope son los que se indican a continuación:
 - espesor de garganta $a \geq 0,9t_{stiff}$, véase la tabla A29.C.4(7);
 - espacio no soldado en la raíz $\leq 0,25t$ o $\leq 2 \text{ mm}$, el que sea menor;

donde:

- a es el tamaño de la soldadura
- t es el espesor de la chapa
- t_{stiff} es el espesor del rigidizador.

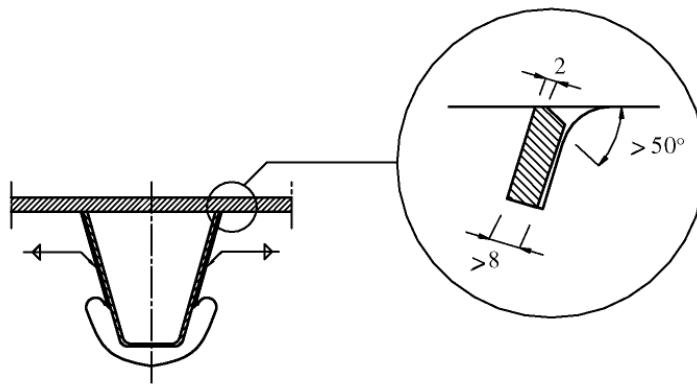


Figura A29.C.19 Preparación de la soldadura de la unión rigidizador-chapa de tablero

C.3 Tolerancias para los productos semi-acabados y la fabricación

C.3.1 Tolerancias para los productos semi-acabados

(1) Independientemente de los métodos de fabricación empleados en la chapa de tablero o en el conformado de los rigidizadores, deben cumplirse las tolerancias de fabricación que se especifican en la tabla A29.C.4.

(2) La tabla A29.C.3 proporciona indicaciones sobre la recepción. No son, sin embargo, imprescindibles si puede justificarse el cumplimiento de los requisitos de la tabla A29.C.4 por otros medios.

C.3.2 Tolerancias para la fabricación

(1) Las tolerancias de la tabla A29.C.4 son de aplicación para el proyecto, fabricación y ejecución de los tableros de puentes.

(2) En la tabla A29.C.4, se utilizan las siguientes abreviaturas:

- Requisito 1: Resultados de ensayos externos de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 5817;
- Requisito 2: Resultados de ensayos internos de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 5817;
- Requisito 3: Véase el apartado C.3.3;
- Requisito 4: Aceros conformes con la norma UNE-EN 10164, como se especifica en el Anexo 28 del Código Estructural.

C.3.3 Requisitos particulares para las uniones soldadas

(1) Cuando se requiera en la tabla A29.C.4, se deben aplicar las condiciones especificadas en la tabla A29.C.5, además de las de la norma UNE-EN ISO 5817.

Tabla A29.C.3 Tolerancias para los productos semi-acabados

Producto	Espesor	Longitud/canto	Ancho	Rectitud	Observaciones
1) Chapa de tablero después de ser cortada y rectificada por laminación	UNE-EN 10029, Clase C				Longitudes y anchos incluyendo medidas previstas para la retracción y después de la realización de la preparación para la soldadura final.
2) Perfil conformado a) pasante a través de las vigas transversales con groeras 	UNE-EN 10029, Clase C			a) y b) 	Espesor de la chapa $t \geq 6 \text{ mm}$ Para el conformado en frío, emplear únicamente materiales adecuados para esta técnica. $R/t \geq 4$ para asegurar la calidad de las soldaduras en la zona conformada en frío. Inspeccionar visualmente los extremos de los perfiles para buscar fisuras y mediante líquidos penetrantes en caso de duda. ad b) Si se superan las tolerancias, adaptar los cortes en la chapa de las vigas transversales para cumplir con el ancho máximo de hueco.
b) pasante a través de las vigas transversales sin groeras 					
3) Perfil plano soldado por ambos lados 	UNE-EN 10029, Clase C				Espesor de la chapa $t \geq 10 \text{ mm}$ Elegir la calidad Z conforme con la norma UNE-EN 10164 según el Anexo 28.

Tabla A29.C.4 Fabricación

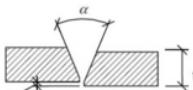
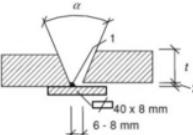
Detalle estructural	Nivel de tensión σ_{Ed}	Método de ensayo y cantidad de ensayos	Resultados de ensayos requeridos	Observaciones
1) Empalmes de la chapa de tablero sin placa de respaldo  1 Falta de alineación ≤ 2 mm	tensiones de tracción $\sigma_{Ed} \leq 0,90f_{yk}$ y $\sigma_{Ed} > 0,75f_{yk}$	1a. Inspección de la preparación de bordes de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual en el 100% después de la soldadura 2. Ensayos en el 100% por ultrasonidos o radiografía	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, falta de alineación máxima ≤ 2 mm ad 1b. Requisitos 1 y 3 ad 2. Requisitos 2 y 3	Requisitos de los ensayos, véase C.3.3
	tensiones de tracción $\sigma_{Ed} \leq 0,75f_{yk}$ y $\sigma_{Ed} > 0,60f_{yk}$	1a. Inspección de la preparación de bordes de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual en el 100% después de la soldadura 2. Ensayos en el 100% por ultrasonidos o radiografía	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, falta de alineación máxima ≤ 2 mm ad 1b. Requisitos 1 y 3 ad 2. Requisitos 2 y 3	Requisitos de los ensayos, véase C.3.3
	tensiones de tracción $\sigma_{Ed} \leq 0,60f_{yk}$ o tensiones de compresión	1a. Inspección de la preparación de bordes de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual en el 100% después de la soldadura	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, falta de alineación máxima ≤ 2 mm ad 1b. Requisitos 1 y 3	Requisitos de los ensayos, véase C.3.3
2) Empalmes de la chapa de tablero con placa de respaldo  1 Soldadura por puntos 2 Falta de alineación ≤ 2 mm Preparación de la soldadura y ángulo de preparación de la soldadura α dependiente del procedimiento de soldadura. Empalme de placas de respaldo metálicas realizadas por soldaduras a tope con chaflán y pasada de raíz. Finalización de todos los trabajos de empalmes antes de la soldadura por puntos de la chapa de tablero. Sin soldaduras de sellado.	tensiones de tracción $\sigma_{Ed} \leq 0,90f_{yk}$ y $\sigma_{Ed} > 0,75f_{yk}$	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura; la fusión de soldaduras por puntos por medio de los posteriores cordones de soldadura se debe comprobar mediante ensayos 1b. Inspección visual en el 100% después de la soldadura 2. Ensayos en el 100% por radiografía	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, soldaduras por puntos de placas de respaldo: Requisito 1: falta de alineación ≤ 2 mm ad 1b. Requisito 1: Huecos de ajuste entre la chapa y la placa de respaldo ≤ 1 mm ad 2. Requisitos 2 y 3	ad 1a. Soldadura por puntos en la soldadura a tope final, las soldaduras por puntos que presenten fisuras deben eliminarse
	tensiones de tracción $\sigma_{Ed} \leq 0,75f_{yk}$ y $\sigma_{Ed} > 0,60f_{yk}$	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual ≥ 50% después de la soldadura 2. Ensayos en el 10% por radiografía	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, soldaduras por puntos de placas de respaldo: Requisito 1: falta de alineación ≤ 2 mm ad 1b. Requisitos 1 y 3 ad 2 Requisitos 2 y 3	ad 1a. Soldadura por puntos en la soldadura a tope final, las soldaduras por puntos que presenten fisuras deben eliminarse
	tensiones de tracción $\sigma_{Ed} \leq 0,60f_{yk}$ o tensiones de compresión	1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual en el 100% después de la soldadura	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, falta de alineación máxima ≤ 2 mm ad 1b. Requisitos 1 y 3	

Tabla A29.C.4 (Cont.) Fabricación

Detalle estructural	Nivel de tensión σ_{Ed}	Método de ensayo y cantidad de ensayos	Resultados de ensayos requeridos	Observaciones
3) Unión rigidizador-chapa de tablero (proceso de soldadura totalmente mecanizado)	Independiente del nivel de tensiones en la chapa de tablero	<p>1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura</p> <p>1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura</p> <p>2. Antes de la fabricación: Ensayos previos según la norma UNE-EN ISO 15614-1 para cuantificación del procedimiento de soldadura, o cuando esté disponible, conformes con la norma UNE-EN ISO 15613, por cada cabezal de soldadura.</p> <p>3. Durante la fabricación 1 ensayo de producción por cada 120 m de puente, con un mínimo de 1 ensayo de producción, por cabeza de soldadura y con ensayos a escala macroscópica</p>	<p>ad 1. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura</p> <p>ad 1b Requisito 1</p> <p>ad 2. Cumplir con el ratio de fusión</p> <p>Requisito 2 mediante la preparación de ensayos a escala macroscópica (1 vez al arranque o parada y otra en la mitad de la soldadura)</p> <p>ad 3. Véase ad 2: Pero con los ensayos a escala macroscópica únicamente a partir de la mitad de la soldadura del ensayo de soldadura</p>	<p>Deben eliminarse los comienzos y las paradas</p> <p>ad 2 Procedimientos de ensayos de soldadura bajo la supervisión por un organismo reconocido, comprobando los parámetros de soldadura durante la fabricación</p> <p>ad 3. Ejecución, evaluación y documentación por el control de producción del fabricante, supervisión por el control de producción del fabricante.</p>
4) Unión rigidizador-chapa de tablero (procedimiento de soldadura manual y parcialmente mecanizado), ángulo de la preparación de la soldadura α dependiente del proceso de soldadura y la accesibilidad	Independiente del nivel de tensiones en la chapa de tablero	<p>1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura</p> <p>1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura</p>	<p>ad 1. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura</p> <p>ad 1b. Requisito 1</p>	<p>Deben eliminarse los arranques y las paradas</p> <p>Este requisito también es de aplicación a soldaduras locales, por ejemplo en uniones rigidizador-rigidizador con chapas de empalme, véase 16).</p>
5) Unión rigidizador-chapa de tablero fuera de la calzada (bordillos)	Carga peatonal sin carga de vehículos, con la excepción de vehículos ocasionales	<p>1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura</p> <p>1b. Inspección visual en $\geq 25\%$ después de la soldadura</p> <p>2. Medida del espesor de garganta</p>	<p>ad 1a. Cumplir la tolerancia de la holgura para la soldadura</p> <p>ad 1b. Requisito 1</p> <p>ad 2. Cumplir con el requisito para el espesor de garganta y requisito 1</p>	<p>Deben eliminarse los arranques y las paradas</p>
6) Unión rigidizador-rigidizador con chapas de empalme	Independiente del nivel de tensiones	<p>1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura</p> <p>1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura</p>	<p>ad 1. Cumplir con la tolerancia de la holgura para la soldadura, falta de alineación entre el rigidizador y la chapa de unión $\leq 2 mm$</p> <p>ad 1b. Requisitos 1 y 3</p>	<p>La longitud no soldada en obra de la junta entre los rigidizadores y la chapa de tablero puede realizarse en un lado de la chapa únicamente.</p> <p>ad 1a Para las holguras de la raíz véase el detalle 7), para las soldaduras en obra véanse los detalles 3), 4) y 5)</p>

A Soldadura en obra
B Soldadura en taller

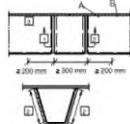


Tabla A29.C.4 (Cont.) Fabricación

Detalle estructural	Nivel de tensión σ_{Ed}	Método de ensayo y cantidad de ensayos	Resultados de ensayo requeridos	Observaciones
<p>7) Unión rigidizador-rigidizador con chapas de empalme</p> <p>a) para espesores de chapa $t = 6 - 8 \text{ mm}$</p> <p>1 soldadura por puntos continua 2 falta de alineación $\leq 2 \text{ mm}$</p> <p>b) para espesores de chapa $t \geq 8 \text{ mm}$</p> <p>1 soldadura por puntos continua 2 falta de alineación $\leq 2 \text{ mm}$ El ángulo de preparación de la soldadura α depende del procedimiento de soldadura y el ancho de la holgura depende del espesor de la chapa</p>	Independiente del nivel de tensiones	<p>1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura</p> <p>1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura</p> <p>2. Ensayo de soldadura mediante 1 ensayo de producción</p>	<p>ad 1. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, falta de alineación $\leq 2 \text{ mm}$</p> <p>ad 1b. Requisito 1</p> <p>ad 2. Requisitos 1 y 2</p>	
<p>8) Unión rigidizador-viga transversal con rigidizadores que atraviesan la viga transversal sin groeras</p> <p>1 holgura $\leq 3 \text{ mm}$</p>	<p>Espesor de garganta $a = a_{nom}$ de acuerdo con el cálculo para una holgura de $s \leq 2 \text{ mm}$,</p> <p>para holgura entre bordes s mayor: $a = a_{nom} + (s - 2)$</p> <p>Espesor mínimo de garganta $a = 4 \text{ mm}$</p>	<p>1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura</p> <p>1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura</p>	<p>ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, cumplir con el espesor de garganta requerido a</p> <p>ad 1b. Requisitos 1 y 3</p>	<p>1. Se supone que en primer lugar se sueldan los rigidizadores a la chapa de tablero (con holguras), para luego montar y soldar las vigas transversales.</p> <p>2. Las tolerancias para los cortes en la chapa de las vigas transversales siguen a las de los perfiles conformados para los rigidizado-res, véase tabla A29.C.3, detalle 2 b).</p> <p>3. Los bordes cortados de las almas de las vigas transversales no tendrán muescas, en caso de tener habrá que amolarlas. Si se usa oxicorte se aplicará la norma UNE-EN ISO 9013 – Calidad 1.</p>
<p>9) Unión rigidizador-viga transversal con rigidizadores que atraviesan la viga transversal con groeras</p> <p>1 holgura $\leq 3 \text{ mm}$</p> <p>soldaduras alrededor de los bordes de las groeras sin muescas ni poros</p>	<p>Espesor de garganta $a = a_{nom}$ de acuerdo con el cálculo para una holgura de $s \leq 2 \text{ mm}$,</p> <p>para holgura entre bordes s mayor: $a = a_{nom} + (s - 2)$</p> <p>Espesor mínimo de garganta $a = 4 \text{ mm}$</p>	<p>1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura</p> <p>1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura</p>	<p>ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, cumplir con el espesor de garganta requerido a</p> <p>ad 1b. Requisitos 1 y 3</p>	<p>1. Se supone que en primer lugar se sueldan los rigidizadores a la chapa de tablero (con holguras), para luego montar y soldar las vigas transversales.</p> <p>2. Las tolerancias para los cortes en la chapa de las vigas transversales siguen a las de los perfiles conformados para los rigidizadores, véase la tabla A29.C.3, detalle 2 a).</p> <p>3. Los bordes cortados de las almas de las vigas transversales, incluyendo las groeras, no tendrán muescas, en caso de tener habrá que amolarlas. Si se usa oxicorte se aplicará la norma UNE-EN ISO 9013 – Calidad 1.</p>

Tabla A29.C.4 (Cont.) Fabricación

Detalle estructural	Nivel de tensión σ_{Ed}, τ_{Ed}	Método de ensayo y cantidad de ensayos	Resultados de ensayo requeridos	Observaciones
<p>10) Unión rigidizador-viga transversal con rigidizadores ajustados entre las vigas transversales (no pasantes)</p> <p>1 holgura $\leq 2 \text{ mm}$ 2 falta de alineación $\leq 2 \text{ mm}$</p> <p>soldadura de penetración completa por una única cara (soldadura simple en V) sin placa de respaldo</p> <p>1 rigidizador 2 alma de la viga transversal 3 soldadura por puntos</p> <p>soldadura de penetración completa en una única cara con placa de respaldo</p>	<p>Espesor de garganta $a > t_{stiffener}$</p>	<p>1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual en $\geq 50\%$ después de la soldadura</p>	<p>ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, falta de alineación $\leq 2 \text{ mm}$ ad 1b. Requisitos 1 y 3</p>	<p>1. Esta solución únicamente se permite para puentes con tráfico ligero y para vigas transversales con una separación $\leq 2,75 \text{ m}$. 2. Para las almas de las vigas transversales, véase el requisito 4. 3. La secuencia de montaje y soldadura de los rigidizadores y las vigas transversales deberá plantearse para evitar los efectos perjudiciales de la retracción. 4. Placa de respaldo de una sola pieza, véase 7) 5. Soldaduras por puntos únicamente en el interior de soldaduras finales</p>
<p>11) Unión rigidizador-viga transversal con chapas planas pasantes</p> <p>1 holgura $\leq 1 \text{ mm}$</p>	<p>Espesor de garganta de las soldaduras en ángulo según el cálculo</p>	<p>1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura</p>	<p>ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura. ad 1b. Requisitos 1 y 2</p>	<p>Se prepararán los bordes de los cortes de la viga transversal sin muescas ni endurecimiento, en caso de que tuvieran habrá que amolarlos. Si se usa oxicorte se aplicará la norma UNE-EN ISO 9013 – Calidad 1.</p>
<p>12) Unión del alma de la viga transversal a la chapa de tablero (con o sin groeras)</p> <p>1 holgura $\leq 1 \text{ mm}$</p>	<p>Espesor de garganta de las soldaduras en ángulo según el cálculo</p>	<p>1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura 1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura</p>	<p>ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura. ad 1b. Requisito 1</p>	<p>Los bordes de los cortes con oxicorte se deberán preparar de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 9013 – Calidad 1.</p>

Tabla A29.C.4 (Cont.) Fabricación

Detalle estructural	Nivel de tensión σ_{Ed}	Método de ensayo y cantidad de ensayos	Resultados de ensayo requeridos	Observaciones
<p>13) Unión de las almas de las vigas transversales al alma de la viga principal</p> <p>a) para vigas transversales continuas</p> <p>1 alma de la viga principal 2 alma de la viga transversal 3 $t_{w,crossb}$ 4 falta de alineación $\leq 0,5t_{w,crossb}$</p> <p>b) para vigas transversales no continuas</p> <p>1. alma de la viga principal 2. alma de la viga transversal 3. holgura $\leq 2 \text{ mm}$</p>	Independiente del nivel de tensiones	<p>1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura</p> <p>1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura</p>	ad 1a. Satisfacer las tolerancias para la preparación de la soldadura, requisito 1 para a), falta de alineación $\leq 0,5t_{w,crossb}$ ad 1b. Requisito 1	Ejecución con soldaduras de penetración completa, ángulo de preparación de soldadura α y preparación de la soldadura de acuerdo con el procedimiento de soldadura y el espesor de la chapa.
		Espesor de garganta de las soldaduras en ángulo según el cálculo véase comentarios encima	ad 1a. Véase comentarios encima. ad 1b. Véase comentarios encima	Ejecución con soldaduras en ángulo, véase el detalle 12).
14) Empalme del ala inferior o del alma de la viga transversal	Independiente del nivel de tensiones	<p>1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura</p> <p>1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura</p> <p>2. Ensayos en $\geq 10\%$ por ultrasonidos o radiografía</p>	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, requisito 1, falta de alineación $\leq 2 \text{ mm}$ ad 1b. Requisitos 1 y 3 2. Requisito 2	
15) Unión de las alas de la viga transversal al alma de la viga principal	Independiente del nivel de tensiones	<p>1a. Inspección de la preparación de la soldadura previa a la soldadura</p> <p>1b. Inspección visual del 100% después de la soldadura</p>	ad 1a. Cumplir con las tolerancias para la preparación de la soldadura, falta de alineación $\leq 0,5t_{w,crossb}$ ad 1b. Requisitos 1 y 3	1. Para las almas de las vigas principales, requisito 4. 2. Para espesores de chapa inferiores además se pueden utilizar soldaduras en semi V con pasada de raíz, véase 13). 3. Únicamente se utilizarán soldaduras a tope con penetración completa con pasada de raíz.
16) Unión de alas de vigas transversales y vigas principales en su plano	Radio mínimo en la unión $min r = 150 \text{ mm}$ Todos los espesores de chapa son iguales en otro caso es necesaria una evaluación de la fatiga			Se deben amolar los acuerdos.

Tabla A29.C.5 Condiciones complementarias a la normaUNE-EN ISO 5817

Al nº	Discontinuidad	Requisito complementario
3	Porosidad y sopladuras	únicamente se aceptan pequeños poros aislados
4	Sopladuras agrupadas	suma máxima de poros: 2 %
5	Sopladuras alargadas y vermiculares	ausencia de poros alargados
10	Mal ajuste, soldaduras en ángulo	ensayo de todas las soldaduras transversales, se admiten pequeñas interrupciones de raíz solo localmente $b \leq 0,3 + 0,10a$ y siempre $b \leq 1 \text{ mm}$ b = holgura de la raíz o interrupción de la raíz, respectivamente
11	Mordeduras	a) soldaduras a tope únicamente son aceptables localmente $h \leq 0,5 \text{ mm}$ b) soldaduras en ángulo no son aceptables cuando sean perpendiculares a la dirección de las tensiones, se deberán eliminar mediante amolado
18	Falta de alineación lineal de bordes	máximo 2 mm se deberán eliminar las aristas vivas
24	Proyección de chispas o golpe de arco	no son aceptables fuera de la zona de fusión
26	Discontinuidades múltiples en una sección transversal	no se permiten
6	Inclusiones sólidas	no se permiten
25	Proyecciones de soldadura	Se deben eliminar las proyecciones y sus zonas térmicas afectadas

Apéndice D Longitudes de pandeo recomendadas de elementos en puentes y consideraciones sobre las imperfecciones geométricas

D.1 Generalidades

(1) Este apéndice proporciona los coeficientes de longitud de pandeo β que pueden emplearse para el cálculo de elementos en compresión en puentes, utilizando la siguiente expresión:

$$l_K = \beta \cdot L \quad (\text{D.1})$$

(2) Este apéndice también proporciona indicaciones para la aplicación de las imperfecciones en el análisis de segundo orden, véase apartado 5.3.2 del Anejo 22 del Código Estructural.

(3) Las imperfecciones se pueden determinar utilizando el modo de pandeo correspondiente, véase el apartado 5.3.2(11) del Anejo 22, o con hipótesis simplificadas sobre las imperfecciones de los elementos, véase el apartado 5.3.2(3) del Anejo 22.

D.2 Celosías

D.2.1 Elementos verticales y diagonales con extremos fijos

(1) A menos que se realice una comprobación más precisa, teniendo en cuenta las rigideces correspondientes y la naturaleza de las uniones, pueden utilizarse estos valores:

- para el pandeo en su plano: $\beta = 0,9$
- para el pandeo fuera de su plano: $\beta = 1,0$

D.2.2 Elementos verticales que forman parte de un pórtico

(Véase la figura A29.D.1 a) o la figura A29.D.1 b))

(1) El coeficiente de longitud de pandeo β se puede obtener de la tabla A29.D.1.

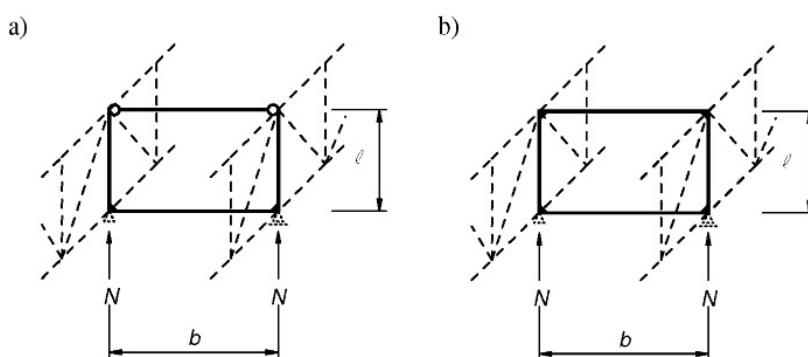
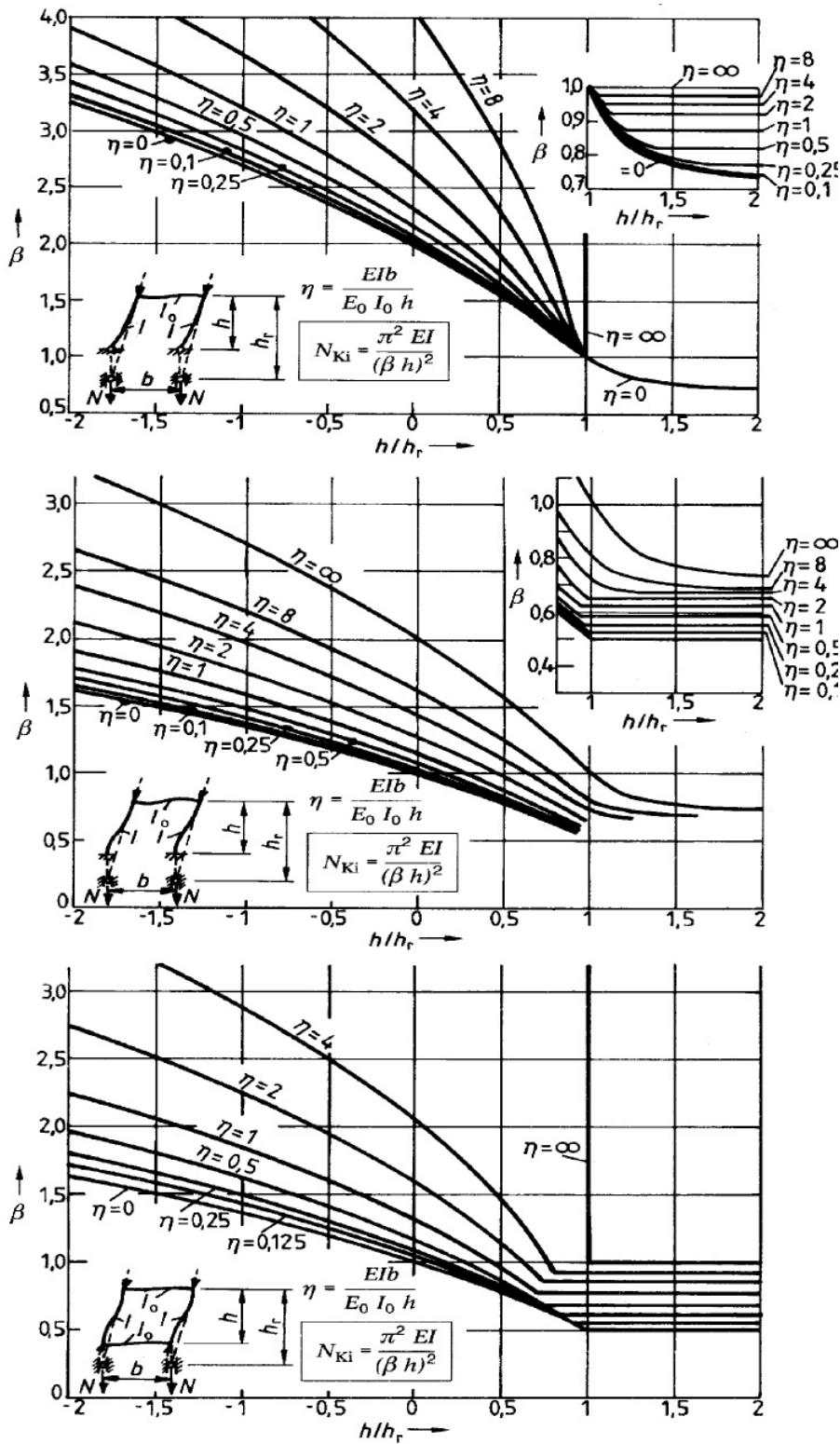


Figura A29.D.1 Elementos verticales que forman parte de un pórtico

Tabla A29.D.1 Coeficientes de longitud de pandeo β 

D.2.3 Pandeo de las diagonales fuera de su plano

- (1) Las longitudes de pandeo de las diagonales de las celosías se pueden obtener de la tabla A29.D.2.
- (2) Las uniones deberán alcanzar una rigidez y una resistencia a flexión suficientes para asegurar la continuidad de las diagonales, como se indica en la tabla A29.D.2.

Tabla A29.D.2 Longitudes de pandeo

	1	2	3
1		$\beta = \sqrt{\frac{1 - \frac{3}{4} \frac{Zl}{Nl_1}}{1 + \frac{l_1 l^3}{l l_1^3}}}$ <p>con $\beta \geq 0,5$</p>	
2		$\beta = \sqrt{\frac{1 + \frac{N_1 l}{N l_1}}{1 + \frac{l_1 l^3}{l l_1^3}}}$ <p>con $\beta \geq 0,5$</p>	$\beta_1 = \sqrt{\frac{1 + \frac{N l_1}{N_1 l}}{1 + \frac{l_1^3}{l_1 l^3}}}$ <p>con $\beta_1 \geq 0,5$</p>
3		<p>elementos continuos en compresión</p> $\beta = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 N_1 l}{12 N l_1}}$	<p>elementos articulados en compresión</p> $\beta_1 = 0,5 \text{ cuando } EI \geq \frac{N_1 l^3}{\pi^2 l_1} \left(\frac{\pi^2}{12} + \frac{N l_1}{N_1 l} \right)$
4		$\beta = \sqrt{1 - 0,75 \frac{Zl}{Nl_1}}$ <p>con $\beta \geq 0,5$</p>	
5		$\beta = 0,5$ <p>Cuando $\frac{Nl_1}{Zl} \leq 1$</p> <p>o cuando $EI_1 \geq \frac{3Zl_1^2}{4\pi^2} \left(\frac{Nl_1}{Zl} - 1 \right)$</p>	
6		$\beta = \left(0,75 - 0,25 \left \frac{Z}{N} \right \right)$ <p>Con $\beta \geq 0,5$</p>	$\beta_1 = \left(0,75 - 0,25 \frac{N_1}{N} \right)$ <p>$N_1 < N$</p>

(3) Para diagonales que se encuentren elásticamente apoyadas en centro de vano, véanse la figura A29.D.2 y la ecuación (D.2):

$$\beta = \sqrt{1 - \frac{3}{16} \frac{CL}{N}} \quad (\text{D.2})$$

donde:

L es la longitud del sistema

N es el valor máximo entre N_1 y N_2

C es la rigidez del apoyo lateral con $C \leq \frac{4N}{l}$.

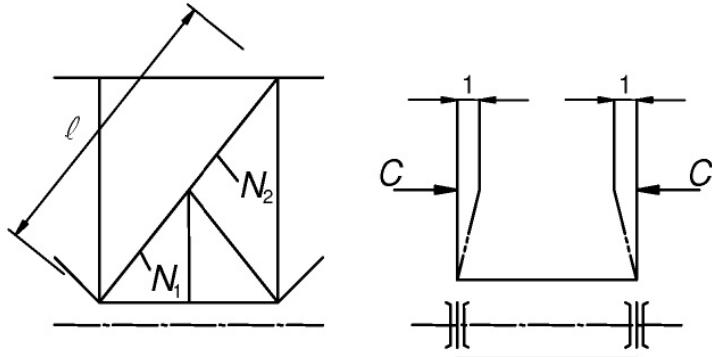
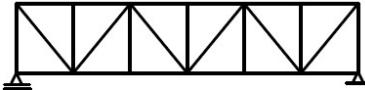
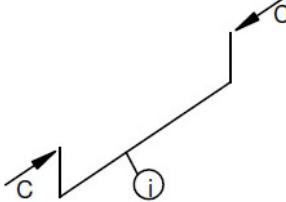
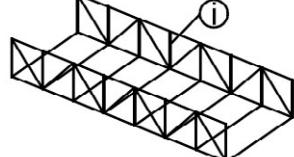
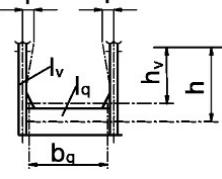
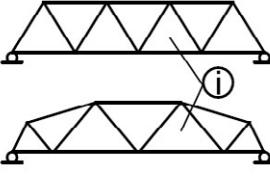
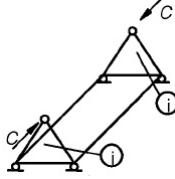
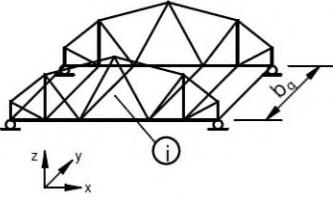
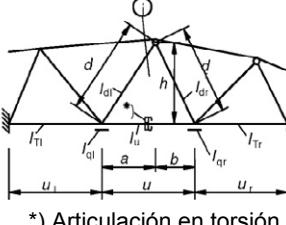


Figura A29.D.2 Diagonal con apoyo elástico en centro de vano

D.2.4 Cordones comprimidos de puentes con sección abierta

- (1) Los cordones comprimidos se pueden modelar como montantes con apoyos laterales.
- (2) Se puede determinar la rigidez de los apoyos laterales empleando la tabla A29.D.3.

Tabla A29.D.3 Rigididades laterales C_d para celosías

	1	2
1	 Ejemplo de puente en celosía con montantes	
1a	 Modelado	 $C = \frac{EI_v}{\frac{h_v^3}{3} + \frac{h^2 b_q I_v}{2I_q}}$
2	 Ejemplo de puente en celosía sin montantes	 Pórtico en U en puente en celosía sin montantes
2a	 Modelado	 <p>*) Articulación en torsión</p> <p>Modelado: Cordón inferior del pórtico en U con rigidez a flexión EI_u únicamente, cordones inferiores adyacentes con rigidez a torsión GI_T</p>
2b	Rígidez elástica $C = \frac{A+B-2D}{AB-D^2} EI_u$	$A = \frac{h^2 I_u}{n_l} + \frac{d_l^3 I_u}{3I_{dl}} + \frac{a^2 u}{3} n_l = \frac{2}{b_q} I_{ql} + \frac{GI_{Tl}}{Eu_l}$ $B = \frac{h^2 I_u}{n_r} + \frac{d_r^3 I_u}{3I_{dr}} + \frac{b^2 u}{3} n_r = \frac{2}{b_q} I_{qr} + \frac{GI_{Tr}}{Eu_r}$ $D = \frac{1}{6} abu$
2c	Las longitudes d_l , d_r , a , b , u y b_q se pueden reducir en el caso de extremos rígidos. u_l y u_r se pueden reducir en el caso de que los extremos estén empotrados a torsión. EI_{dl} , EI_{dr} , EI_u = rigidez a flexión de diagonales y cordones inferiores en la flexión fuera de plano EI_{ql} , EI_{qr} = rigidez a flexión de la viga transversal GI_{Tl} , GI_{Tr} = rigidez a torsión de St. Venant de los cordones adyacentes	

D.3 Puentes arco

D.3.1 Generalidades

(1) En el apartado D.3.1 se proporcionan los coeficientes de longitud de pandeo β para el pandeo de puentes arco en su plano y fuera de su plano.

(2) El axil crítico de pandeo N_{cr} en el arco para el pandeo en su plano se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta s}\right)^2 EI_y \quad (\text{D.3})$$

donde:

N_{cr}	se refiere al esfuerzo en los apoyos
s	es la mitad de la longitud del arco
EI_y	es la rigidez a flexión del arco en su plano
β	es el coeficiente de longitud de pandeo.

(3) El axil crítico de pandeo en arcos autoportantes para el pandeo fuera de su plano se puede obtener a partir de la siguiente expresión:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta l}\right)^2 EI_z \quad (\text{D.4})$$

donde:

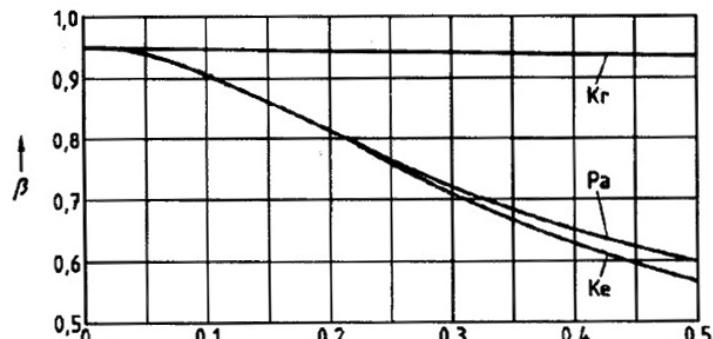
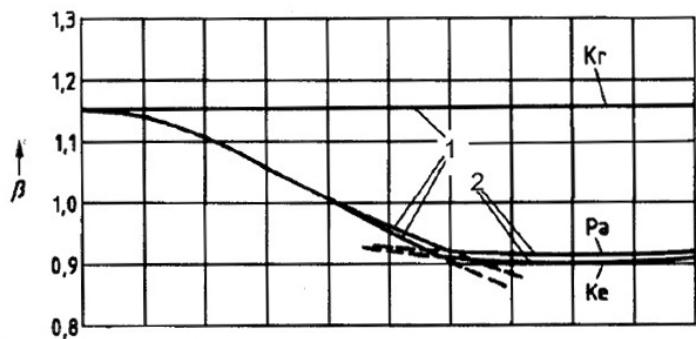
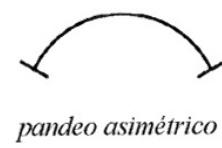
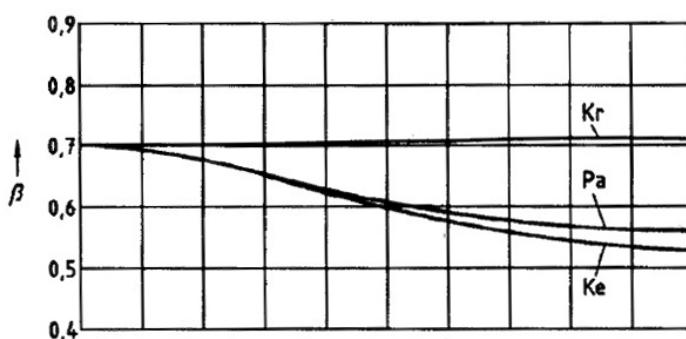
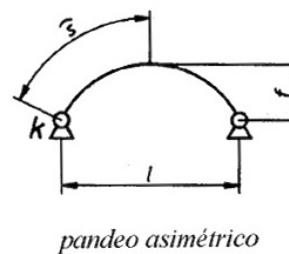
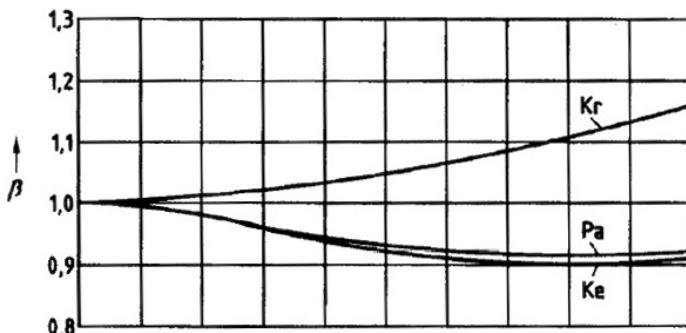
N_{cr}	se refiere al esfuerzo en los apoyos
l	es la longitud proyectada del arco
EI_z	es la rigidez a flexión del arco fuera de su plano
β	es el coeficiente de longitud de pandeo.

(4) El pandeo fuera de su plano de los arcos con contraventos y pórticos se puede comprobar mediante una comprobación de la estabilidad de los pórticos extremos.

D.3.2 Coeficientes de pandeo de arcos en su plano

(1) Para arcos con apoyos rígidos o articulados, los coeficientes de pandeo β se establecen en la tabla A29.D.4.

(2) Para arcos compuestos por un tirante de tracción y péndolas, los coeficientes de pandeo β se establecen en la figura A29.D.4.

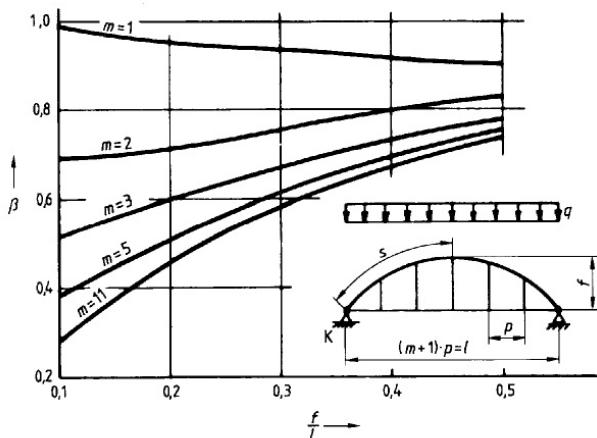
Tabla A29.D.4 Coeficiente de longitud de pandeo β para arcos con $f/l > 0,1$ 

Pa: Forma parabólica

para Pa y Ke la carga es vertical; para Kr se estima la carga radial (por ejemplo la presión hidrostática)

Ke: Forma de catenaria

Kr: Forma circular

Figura A29.D.4 Coeficiente de pandeo β

(3) Se puede suponer que el fenómeno de inestabilidad en arcos se puede evitar si se cumple el siguiente criterio:

$$l \sqrt{\frac{EA}{12EI_y}} > K \quad (\text{D.5})$$

donde:

A es el área de la sección

I_y es el momento de inercia

K es un coeficiente.

(4) El valor del coeficiente K se puede tomar de la tabla A29.D.5.

Tabla A29.D.5 Coeficiente K

	f/l	0,05	0,075	0,10	0,15	0,20
	K	35	23	17	10	8
		319	97	42	13	6

D.3.3 Coeficientes de pandeo de arcos autoportantes fuera de su plano

(1) En el caso de pandeo de arcos autoportantes fuera de su plano los coeficientes de pandeo se pueden obtener como:

$$\beta = \beta_1 \beta_2 \quad (\text{D.6})$$

donde:

β_1 se establece en la tabla A29.D.6 y β_2 se indica en la tabla A29.D.7.

Tabla A29.D.6 Valores de β_1

f/l	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	
I_z constante	0,50	0,54	0,65	0,82	1,07	
I_z variable $I_z(\alpha_B) = \frac{I_{z,0}}{\cos \alpha_B}$	0,50	0,52	0,59	0,71	0,86	

Tabla A29.D.7 Valores de β_2

Modo de carga	β_2	Comentarios
conservadora (el tablero se fija a la clave del arco)	1	
mediante péndolas	$1 - 0,35 \frac{q_H}{q}$	
mediante montantes	$1 + 0,45 \frac{q_{st}}{q}$	

q carga total
 q_H carga transmitida por las péndolas
 q_{st} carga transmitida por los montantes

(2) En el caso de pandeo fuera de su plano de los arcos circulares autoportantes con carga radial, el coeficiente de pandeo β se puede obtener mediante:

$$\beta = \pi r \alpha \frac{\sqrt{\pi^2 + \alpha^2 K}}{l(\pi^2 - \alpha^2)} \quad (\text{D.7})$$

donde:

r es el radio del círculo

α es la sección angular del arco, $0 < \alpha < \pi$

$$K = \frac{EI_z}{GI_T}$$

D.3.4 Pandeo fuera de su plano de arcos con contravientos y pórticos extremos

(1) El pandeo fuera de su plano se puede comprobar verificando la estabilidad de los pórticos extremos, de acuerdo con el apartado D.2.2.

(2) El coeficiente de longitud de pandeo β se puede obtener de la tabla A29.D.1, empleando la geometría que se muestra en la figura A29.D.5.

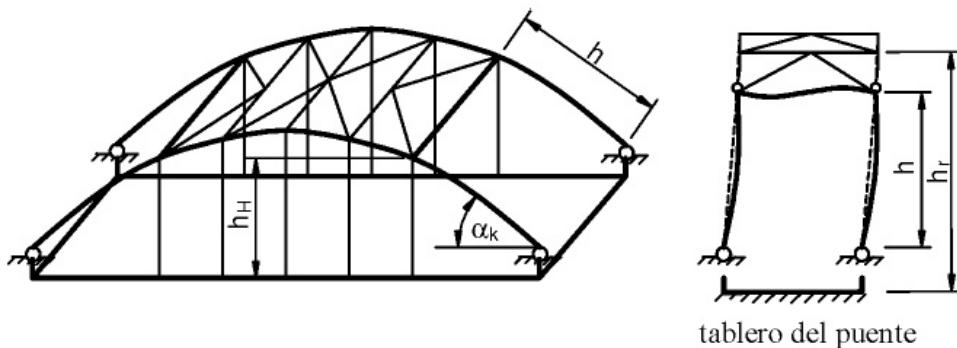


Figura A29.D.5 Pandeo de pórticos en los arcos

(3) El valor del parámetro h_r de la tabla A29.D.1 se puede obtener como la media de todas las longitudes de las péndolas h_H multiplicadas por $\frac{1}{\operatorname{sen}\alpha_k}$, donde α_k (constante) se obtiene de la figura A29.D.5.

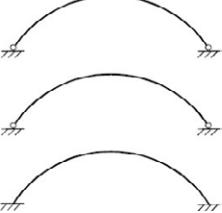
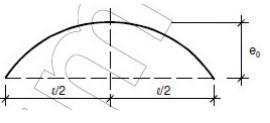
D.3.5 Imperfecciones

(1) A menos que se empleen los modos de pandeo correspondientes para las imperfecciones, véase el apartado 5.3.2 (11) del Anejo 22 del Código Estructural, se pueden utilizar las imperfecciones del arco que se indican en la tabla A29.D.8 para el pandeo de los arcos en su plano y en la tabla A29.D.9 para el pandeo de los arcos fuera de su plano.

Tabla A29.D.8 Forma y amplitud de las imperfecciones para el pandeo de arcos en su plano

	1	2	3			
		forma de la imperfección (seno o parábola)	e_0 según la curva de pandeo relativa a la clasificación de la sección			
			a	b	c	d
1			$\frac{s}{300}$	$\frac{s}{250}$	$\frac{s}{200}$	$\frac{s}{150}$
2			$\frac{l}{600}$	$\frac{l}{500}$	$\frac{l}{400}$	$\frac{l}{300}$

Tabla A29.D.9 Forma y amplitud de las imperfecciones para el pandeo de arcos fuera de su plano

	forma de la imperfección (seno o parábola)	e_0 según la curva de pandeo relativa a la clasificación de la sección					
			a	b	c	d	
			$l \leq 20\text{ m}$	$\frac{l}{300}$	$\frac{l}{250}$	$\frac{l}{200}$	$\frac{l}{150}$
		$l > 20\text{ m}$ $l_1 = \sqrt{20l[\text{m}]}$	$\frac{l_1}{300}$	$\frac{l_1}{250}$	$\frac{l_1}{200}$	$\frac{l_1}{150}$	

Apéndice E Recomendaciones para la combinación de los efectos locales de cargas de ruedas y presión de neumáticos y de los efectos globales de tráfico en puentes de carretera

E.1 Regla de combinación para los efectos de carga global y local

(1) Cuando se considere la resistencia local de los rigidizadores en tableros ortótropos, se deben tener en cuenta los efectos derivados de las cargas locales de ruedas y neumáticos, actuando sobre el rigidizador, así como los efectos derivados de las cargas globales de tráfico, actuando sobre el puente (véase la figura A29.E.1).

(2) Para tener en cuenta los diferentes orígenes de estas cargas, se debe aplicar la siguiente regla de combinación para determinar los valores de cálculo:

$$\sigma_{Ed} = \sigma_{loc,Ed} + \psi \cdot \sigma_{glob,Ed} \quad (\text{E.1})$$

$$\sigma_{Ed} = \psi \cdot \sigma_{loc,Ed} + \sigma_{glob,Ed} \quad (\text{E.2})$$

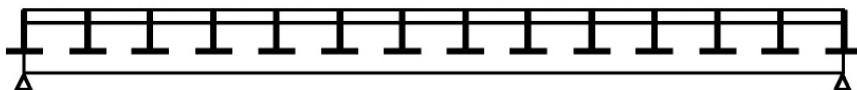
donde:

σ_{Ed} es el valor de cálculo de la tensión en la viga debida a los efectos combinados de la carga local $\sigma_{loc,Ed}$ y de la carga global $\sigma_{glob,Ed}$

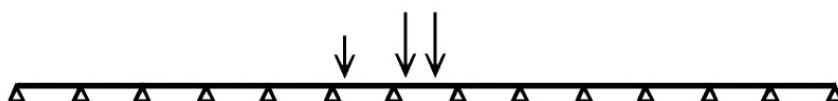
$\sigma_{loc,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión en la viga debida a la carga local de ruedas o neumáticos producida por un único vehículo pesado

$\sigma_{glob,Ed}$ es el valor de cálculo de la tensión en la viga debida a cargas en el puente producidas por uno o más vehículos pesados

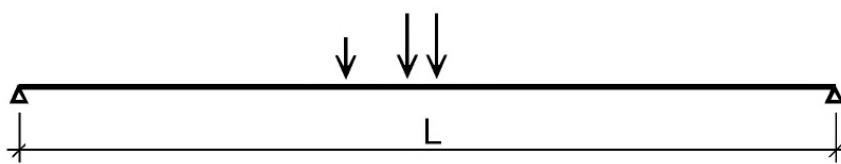
ψ es el coeficiente de combinación.



a) Puente con tablero ortótropo con rigidizadores longitudinales



b) Modelo de análisis para determinar los efectos locales $\sigma_{loc,Ed}$



c) Modelo de análisis para determinar los efectos globales $\sigma_{glob,Ed}$

Figura A29.E.1 Modelización de la estructura con efectos locales y globales

E.2 Coeficiente de combinación

(1) El coeficiente de combinación ψ se puede determinar en base a las distribuciones de pesos de diferentes camiones actuando sobre una línea de influencia para los efectos de la combinación de acciones. Se empleará el valor de ψ obtenido a partir de la figura A29.E.2.

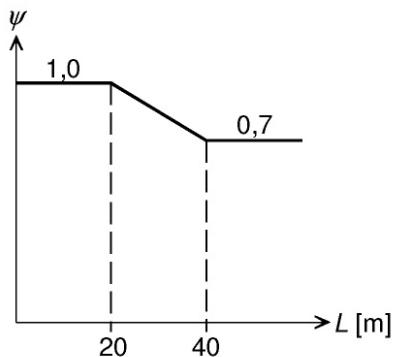


Figura A29.E.2 Coeficiente de combinación dependiente de la longitud de vano L

ANEJO 30**Proyecto de estructuras mixtas hormigón-acero. Reglas generales para edificación****Contenido****1 GENERALIDADES.**

1.1 ALCANCE.

1.1.1 *Alcance de los Anejos 30 a 32.*1.1.2 *Alcance del Anejo 30.*

1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA.

1.3 HIPÓTESIS.

1.5 TÉRMINOS Y DEFINICIONES.

1.5.1 *Generalidades.*1.5.2 *Términos y definiciones de aplicación en este Anejo.*

1.5.2.1 Elemento mixto.

1.5.2.2 Conexión.

1.5.2.3 Comportamiento mixto.

1.5.2.4 Viga mixta.

1.5.2.5 Pilar mixto.

1.5.2.6 Losa mixta.

1.5.2.7 Pórtico mixto.

1.5.2.8 Unión mixta.

1.5.2.9 Elemento o estructura apeada.

1.5.2.10 Elemento o estructura no apeada.

1.5.2.11 Rígidez a flexión no fisurada.

1.5.2.12 Rígidez a flexión fisurada.

1.5.2.13 Pretensado.

1.6 NOTACIÓN.

2 BASES DE CÁLCULO.

2.1 REQUISITOS.

2.2 PRINCIPIOS DEL CÁLCULO EN ESTADOS LÍMITE.

2.3 VARIABLES BÁSICAS.

2.3.1 *Acciones y condiciones ambientales.*2.3.2 *Propiedades del material y producto.*2.3.3 *Clasificación de las acciones.*

2.4 COMPROBACIÓN POR EL MÉTODO DEL COEFICIENTE PARCIAL DE SEGURIDAD.

2.4.1 *Valores de cálculo.*

2.4.1.1 Valores de cálculo de las acciones.

2.4.1.2 Valores de cálculo de las propiedades del material o del producto.

2.4.1.3 Valores de cálculo de los parámetros geométricos.

2.4.1.4 Resistencias de cálculo.

2.4.2 *Combinación de las acciones.*2.4.3 *Comprobación del equilibrio estático (EQU).***3 MATERIALES.**

3.1 HORMIGÓN.

3.2 ACERO DE LA ARMADURA PASIVA.

3.3 ACERO ESTRUCTURAL.

3.4 DISPOSITIVOS DE CONEXIÓN.

3.4.1 *Generalidades.*3.4.2 *Pernos conectadores.*

3.5 CHAPAS DE ACERO NERVADAS PARA LOSAS MIXTAS EN EDIFICACIÓN.

4 DURABILIDAD.

4.1 GENERALIDADES.

4.2 CHAPAS DE ACERO NERVADAS PARA LOSAS MIXTAS EN EDIFICACIÓN.

5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

5.1 MODELIZACIÓN ESTRUCTURAL PARA EL ANÁLISIS.

- 5.1.1 *Modelización estructural e hipótesis básicas.*
- 5.1.2 *Modelización de uniones.*
- 5.1.3 *Interacción suelo estructura.*

5.2 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL.

- 5.2.1 *Efectos de la geometría deformada de la estructura.*
- 5.2.2 *Métodos de análisis para edificación.*

5.3 IMPERFECCIONES.

- 5.3.1 *Bases.*
- 5.3.2 *Imperfecciones en edificación.*
 - 5.3.2.1 Generalidades.
 - 5.3.2.2 Imperfecciones globales.
 - 5.3.2.3 Imperfecciones de los elementos.

5.4 CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES.

- 5.4.1 *Método del análisis global.*
 - 5.4.1.1 Generalidades.
 - 5.4.1.2 Anchura eficaz de la alas para el arrastre por cortante.
- 5.4.2 *Análisis elástico lineal.*
 - 5.4.2.1 Generalidades.
 - 5.4.2.2 Fluencia y retracción.
 - 5.4.2.3 Efector de la fisuración del hormigón.
 - 5.4.2.4 Fases y proceso constructivo.
 - 5.4.2.5 Efector térmicos.
 - 5.4.2.6 Pretensado pr deformaciones impuestas controladas.
- 5.4.3 *Análisis global no lineal.*
- 5.4.4 *Análisis elástico lineal con redistribución limitada en edificación.*
- 5.4.5 *Análisis global rígido-plástico en edificación.*

5.5 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES.

- 5.5.1 *Generalidades.*
- 5.5.2 *Clasificación de secciones mixtas sin revestimiento de hormigón.*
- 5.5.3 *Clasificación de secciones mixtas embebidas en edificación.*

6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.

6.1 VIGAS.

- 6.1.1 *Vigas en edificación.*
- 6.1.2 *Ancho eficaz para la comprobación de secciones.*

6.2 RESISTENCIAS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS.

- 6.2.1 *Resistencia a flexión.*
 - 6.2.1.1 Generalidades.
 - 6.2.1.2 Momento plástico resistente ... , R_d de una sección mixta.
 - 6.2.1.3 Momento plástico resistente de secciones con conexiones parciales a rasante en edificación .
 - 6.2.1.4 Resistencia a flexión no lineal.
 - 6.2.1.5 Resistencia elástica a flexión.

6.2.2 *Resistencia a cortante.*

- 6.2.2.1 Alcance.
- 6.2.2.2 Resistencia plástica a cortante.
- 6.2.2.3 Resistencia a abolladura por cortante.
- 6.2.2.4 Flexión y cortante.

6.3 RESISTENCIA DE LAS SECCIONES DE VIGAS PARCIALMENTE EMBEBIDAS EN EDIFICACIÓN.

- 6.3.1 *Alcance.*
- 6.3.2 *Resistencia a flexión.*
- 6.3.3 *Resistencia a cortante.*
- 6.3.4 *Flexión y cortante.*

6.4 PANDEO LATERAL POR TORSIÓN EN VIGAS MIXTAS.

6.4.1 Generalidades.

6.4.2 *Comprobación a pandeo lateral por torsión de vigas mixtas continuas con secciones Clase 1, 2 o 3 en edificación.*

6.4.3 *Comprobación simplificada sin cálculo directo en edificación.*

6.5 ESFUERZOS TRANSVERSALES EN ALMAS.

6.5.1 Generalidades.

6.5.2 *Pandeo inducido del alma por las alas.*

6.6 CONEXIONES A RASANTE.

6.6.1 Generalidades.

6.6.1.1 Bases de cálculo.

6.6.1.2 Limitación en la utilización de conexiones parciales a rasante en vigas en edificación.

6.6.1.3 Separación entre los conectadores en vigas para edificación.

6.6.2 *Esfuerzo rasante en vigas de edificación.*

6.6.2.1 Vigas en las que se utiliza la teoría elástica o no lineal para la resistencia de una o más secciones transversales.

6.6.2.2 Vigas en las que se utiliza la teoría plástica para la resistencia de las secciones transversales.

6.6.3 *Pernos conectadores en las losas macizas y el hormigón de revestimiento.*

6.6.3.1 Resistencia de cálculo.

6.6.3.2 Influencia de la tracción en la resistencia a rasante.

6.6.4 *Resistencia de cálculo de los pernos utilizados con chapas nervadas en edificación.*

6.6.4.1 Chapas nervadas paralelas a las vigas de apoyo.

6.6.4.2 Chapas nervadas transversales a las vigas de apoyo.

6.6.4.3 Cargas biaxiales en los conectadores.

6.6.5 *Disposiciones constructivas de la conexión a rasante e influencia de la ejecución.*

6.6.5.1 Resistencia a al separación.

6.6.5.2 Recubrimiento y hormigonado en edificación.

6.6.5.3 Armadura local de la losa.

6.6.5.4 Nervios distintos de los constituidos por chapa nervada.

6.6.5.5 Separación de los conectadores.

6.6.5.6 Dimensiones del ala de acero.

6.6.5.7 Pernos conectadores.

6.6.5.8 Pernos conectadores en chapas nervadas en edificación.

6.6.6 *Rasante en losas de hormigón.*

6.6.6.1 Generalidades.

6.6.6.2 Resistencia a rasante de cálculo.

6.6.6.3 Armadura transversal mínima.

6.6.6.4 Rasante y armadura transversal en vigas de edificación.

6.7 PILARES MIXTOS Y ELEMENTOS MIXTOS COMPRIMIDOS.

6.7.1 Generalidades.

6.7.2 *Método general de cálculo.*6.7.3 *Métodos simplificados de cálculo.*

6.7.3.1 Generalidades y alcance.

6.7.3.2 Resistencia de las secciones transversales.

6.7.3.3 Resistencia eficaz a flexión, coeficiente de contribución del acero y esbeltez relativa.

6.7.3.4 Métodos de análisis e imperfecciones de los elementos.

6.7.3.5 Resistencia de los elementos comprimidos.

6.7.3.6 Resistencia de los elementos sometidos a flexión compuesta.

6.7.3.7 Flexión compuesta esviada.

6.7.4 *Conexiones a rasante e introducción de cargas.*

6.7.4.1 Generalidades.

6.7.4.2 Introducción de las cargas.

6.7.4.3 Rasante exterior al área de introducción de cargas.

6.7.5 *Reglas para la definición de los detalles constructivos.*

6.7.5.1 Recubrimiento de hormigón de perfiles de acero y armadura.

6.7.5.2 Armadura transversal y longitudinal.

6.8 FATIGA.

6.8.1 Generalidades.

6.8.2 *Coeficientes parciales de seguridad para evaluaciones de la fatiga en edificación.*

- 6.8.3 *Resistencia a fatiga.*
- 6.8.4 *Esfuerzos y cargas de fatiga.*
- 6.8.5 *Tensiones.*
 - 6.8.5.1 Generalidades.
 - 6.8.5.2 Hormigón.
 - 6.8.5.3 Acero estructural .
 - 6.8.5.4 Armadura pasiva.
 - 6.8.5.5 Conexión rasante.
- 6.8.6 *Rango de tensiones.*
 - 6.8.6.1 Acero estructural y armadura.
 - 6.8.6.2 Conexión a rasante.
- 6.8.7 *Evaluación de la fatiga basada en los rangos de tensión nominal.*
 - 6.8.7.1 Acero estructural, armadura pasiva y hormigón.
 - 6.8.7.2 Conexión a rasante.

7 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

- 7.1 GENERALIDADES.
- 7.2 TENSIONES.
 - 7.2.1 *Generalidades.*
 - 7.2.2 *Limitación de las tensiones en edificación.*
- 7.3 DEFORMACIONES EN EDIFICACIÓN.
 - 7.3.1 *Flechas.*
 - 7.3.2 *Vibraciones.*
- 7.4 FISURACIÓN DEL HORMIGÓN.
 - 7.4.1 *Generalidades.*
 - 7.4.2 *Armadura mínima.*
 - 7.4.3 *Control de la fisuración debida a cargas directas.*

8 UNIONES MIXTAS EN PÓRTICOS DE EDIFICACIÓN.

- 8.1 ALCANCE.
- 8.2 ANÁLISIS, MODELIZACIÓN Y CLASIFICACIÓN.
 - 8.2.1 *Generalidades.*
 - 8.2.2 *Análisis elástico global.*
 - 8.2.3 *Clasificación de uniones.*
- 8.3 MÉTODOS DE CÁLCULO.
 - 8.3.1 *Bases y alcance.*
 - 8.3.2 *Resistencia.*
 - 8.3.3 *Rigidez al giro.*
 - 8.3.4 *Capacidad de giro.*
- 8.4 RESISTENCIA DE LOS COMPONENTES.
 - 8.4.1 *Alcance.*
 - 8.4.2 *Componentes básicos de la unión.*
 - 8.4.2.1 Armadura longitudinal de acero traccionada.
 - 8.4.2.2 Chapa de contacto comprimida.
 - 8.4.3 *Alma del pilar sometida a compresión transversal.*
 - 8.4.4 *Componentes de refuerzo.*
 - 8.4.4.1 Panel de alma del pilar a cortante.
 - 8.4.4.2 Alma de pilar sometida a compresión transversal.

9 LOSAS MIXTAS CON CHAPA NERVADA EN EDIFICACIÓN.

- 9.1 GENERALIDADES.
 - 9.1.1 *Alcance.*
 - 9.1.2 *Definiciones.*
 - 9.1.2.1 Tipos de conexiones a rasante .
 - 9.1.2.2 Conexión completa total y parcial a rasante.

- 9.2 DETALLES CONSTRUCTIVOS DE PROYECTO.
 - 9.2.1 *Espesor de la losa y armadura.*
 - 9.2.2 *Áridos.*
 - 9.2.3 *Requisitos de apoyo.*
- 9.3 ACCIONES Y SOLICITACIONES.
 - 9.3.1 *Situaciones de proyecto.*
 - 9.3.2 *Acciones sobre la chapa de acero nervada como encofrado.*
 - 9.3.3 *Acciones sobre la losa mixta.*
- 9.4 DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS.
 - 9.4.1 *Chapas de acero nervadas actuando como encofrados.*
 - 9.4.2 *Análisis de la losa mixta.*
 - 9.4.3 *Anchura eficaz de la losa mixta para cargas puntuales concentradas y lineales.*
- 9.5 COMPROBACIÓN DE LA CHAPA DE ACERO NERVADA COMO ENCOFRADO EN ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.
- 9.6 COMPROBACIÓN DE LA CHAPA DE ACERO NERVADA COMO ENCONFRADO EN ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.
- 9.7 COMPROBACIÓN DE LAS LOSAS MIXTAS EN LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.
 - 9.7.1 *Criterios de proyecto.*
 - 9.7.2 *Flexión.*
 - 9.7.3 *Esfuerzo rasante en lasos sin anclajes en los extremos.*
 - 9.7.4 *Esfuerzo rasante en lasos con anclajes en los extremos.*
 - 9.7.5 *Cortante.*
 - 9.7.6 *Punzonamiento.*
- 9.8 COMPROBACIÓN DE LAS LOSAS MIXTAS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.
 - 9.8.1 *Control de la fisuración del hormigón.*
 - 9.8.2 *Flechas.*

APÉNDICE A RECOMENDACIONES PARA DETERMINAR LA RIGIDEZ DE LOS COMPONENTES DE LA UNIÓN EN EDIFICACIÓN.

- A.1 ALCANCE.
- A.2 COEFICIENTES DE RÍGIDEZ.
- A.3 DEFORMACIÓN DE LA CONEXIÓN A RASANTE.

APÉNDICE B ENSAYOS NORMALIZADOS RECOMENDADOS.

- B.1 GENERALIDADES.
- B.2 ENSAYOS DE LOS CONECTADORES.
- B.3 ENSAYO DE ALS LOSAS MIXTAS EN FORJADOS.

APÉNDICE C MÉTODOS RECOMENDADOS PARA ESTIMAR LA RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN EN ESTRUCTURAS MIXTAS EN EDIFICACIÓN.

1 Generalidades

1.1 Alcance

1.1.1 Alcance de los Anejos 30 a 32

(1) Los Anejos 30 a 32 son aplicables al proyecto de las estructuras mixtas y sus elementos mixtos en trabajos de edificación e ingeniería civil. Son conformes con los principios y requisitos relativos a la seguridad y la aptitud al servicio de las estructuras, establecidos en el Capítulo 3 del Código Estructural, así como en las bases de su cálculo y las comprobaciones dadas en el Anejo 18.

(2) Los Anejos 30 a 32 se ocupan únicamente de los requisitos de resistencia, aptitud al servicio, durabilidad y resistencia al fuego de estructuras mixtas. No se contemplan otros requisitos, como los relativos al aislamiento térmico o acústico.

(3) Los Anejos 30 a 32 están previstos ser utilizados conjuntamente con el resto de este Código Estructural.

NOTA: La numeración de los apartados de este Anejo en ocasiones no es consecutiva, a semejanza de la estructura de la correspondiente norma de Eurocódigo.

1.1.2 Alcance del Anejo 30

(1) Este anejo proporciona unas bases generales para los proyectos de estructuras mixtas junto con reglas específicas para edificación.

(2) En este anejo se tratan las siguientes materias:

Apartado 1: Generalidades

Apartado 2: Bases de cálculo

Apartado 3: Materiales

Apartado 4: Durabilidad

Apartado 5: Análisis estructural

Apartado 6: Estados Límite Últimos

Apartado 7: Estados Límite de Servicio

Apartado 8: Uniones mixtas en pórticos en edificación

Apartado 9: Losas mixtas con chapa nervada en edificación

1.2 Normativa de referencia

Las normas citadas en este Anejo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

1.3 Hipótesis

(1) Además de las hipótesis generales del Anejo 18, se aplicarán aquellas dadas en el apartado 1.3 de los Anejos 19 y 22.

1.5 Términos y definiciones

1.5.1 Generalidades

(1) Son de aplicación los términos y definiciones dados en el apartado 1.5 de los Anejos 18, 19 y 22.

1.5.2 Términos y definiciones de aplicación en este Anejo

1.5.2.1 Elemento mixto

Elemento estructural con componentes de hormigón y de acero estructural o conformado en frío, unidos por conectadores para limitar el desplazamiento longitudinal entre hormigón y acero y la separación de un componente respecto al otro.

1.5.2.2 Conexión

Interconexión entre los componentes de hormigón y de acero de un elemento mixto que tenga la suficiente resistencia y rigidez para que los dos componentes puedan calcularse como partes de un único elemento estructural.

1.5.2.3 Comportamiento mixto

Comportamiento que aparece después de que la conexión se haga efectiva debido al endurecimiento del hormigón.

1.5.2.4 Viga mixta

Elemento mixto sometido principalmente a flexión.

1.5.2.5 Pilar mixto

Elemento mixto sometido principalmente a compresión o a flexión compuesta.

1.5.2.6 Losa mixta

Losa en la que se utilizan inicialmente las chapas de acero perfilado como encofrado perdido y posteriormente se combinan estructuralmente con el hormigón endurecido, actuando como armadura traccionada en el forjado terminado.

1.5.2.7 Pórtico mixto

Estructura en entramado en la que alguno o todos los elementos son perfiles mixtos y la mayoría de los elementos restantes son de acero estructural.

1.5.2.8 Unión mixta

Unión entre un elemento mixto y otro elemento mixto, de acero u hormigón armado, en el que se tiene en cuenta el armado en el cálculo de la resistencia y la rigidez de la unión.

1.5.2.9 Elemento o estructura apeada

Elemento o estructura en el que el peso de los elementos de hormigón se aplica sobre los elementos de acero, que están apoyados a lo largo de la luz, o que se soporta independientemente hasta que los elementos de hormigón son capaces de resistir los esfuerzos.

1.5.2.10 Elemento o estructura no apeada

Elemento o estructura en el que el peso de los elementos de hormigón se aplica sobre los elementos de acero sin que estos estén apoyados a lo largo del vano.

1.5.2.11 Rigidez a flexión no fisurada

Rigidez $E_a I_1$ de la sección transversal de un elemento mixto donde I_1 es el momento de inercia de la sección eficaz equivalente de acero, calculada bajo la hipótesis de que el hormigón traccionado no está fisurado.

1.5.2.12 Rigidez a flexión fisurada

Rigidez $E_a I_2$ de la sección transversal de un elemento mixto donde I_2 es el momento de inercia de la sección eficaz equivalente de acero despreciando el hormigón traccionado pero incluyendo la armadura pasiva.

1.5.2.13 Pretensado

El proceso de aplicar un esfuerzo de compresión a la parte de hormigón de un elemento mixto, por medio de tendones o por deformaciones impuestas.

1.6 Notación

Para este anexo se aplicarán los siguientes símbolos:

Letras latinas mayúsculas

A	Área de la sección transversal eficaz mixta despreciando el hormigón traccionado
A_a	Área de la sección transversal de acero estructural
A_b	Área de la armadura transversal inferior
A_{bh}	Área de la armadura transversal inferior en un nervio
A_c	Área de la sección transversal de hormigón
A_{ct}	Área de la sección transversal de hormigón traccionado
A_{fc}	Área de la sección transversal del ala comprimida
A_p	Área de la sección transversal de la chapa de acero perfilado
A_{pe}	Área eficaz de la sección transversal de la chapa de acero perfilado
A_s	Área de armadura pasiva
A_{sf}	Área de armadura transversal
$A_{s,r}$	Área de armadura en la fila r
A_t	Área de armadura transversal superior
A_v	Área de cortante de una sección de acero estructural
A_l	Área cargada bajo la cartela
E_a	Módulo de elasticidad del acero estructural
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidad eficaz del hormigón
E_{cm}	Módulo de elasticidad secante del hormigón

E_s	Valor de cálculo del módulo de elasticidad del acero de la armadura pasiva
$(EI)_{eff}$	Rigidez eficaz a flexión para el cálculo de la esbeltez relativa
$(EI)_{eff,II}$	Rigidez eficaz a flexión para su uso en el análisis de segundo orden
$(EI)_2$	Rigidez a flexión fisurada para el ancho unitario de la losa de hormigón o mixta
$F_{c,wc,c,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a compresión transversal del revestimiento de hormigón del alma de un pilar
F_l	Esfuerzo longitudinal de cálculo por perno
F_t	Esfuerzo transversal de cálculo por perno
F_{ten}	Esfuerzo de tracción de cálculo por perno
G_a	Módulo de elasticidad transversal del acero estructural
G_c	Módulo de elasticidad transversal del hormigón
I	Momento de inercia de la sección mixta eficaz despreciando el hormigón traccionado
I_a	Momento de inercia de la sección de acero estructural
I_{at}	Módulo de torsión de Saint Venant de la sección de acero estructural
I_c	Momento de inercia de la sección de hormigón no fisurado
I_{ct}	Módulo de torsión de Saint Venant de un revestido de hormigón no fisurado
I_s	Momento de inercia de la armadura pasiva
I_1	Momento de inercia de la sección eficaz homogeneizada de acero suponiendo que el hormigón traccionado no está fisurado
I_2	Momento de inercia de la sección eficaz homogeneizada de acero despreciando el hormigón traccionado pero incluyendo la armadura
$K_e, K_{e,II}$	Coeficientes de corrección para utilizar en el cálculo de pilares mixtos
K	Rigidez relacionada con la conexión
K_β	Parámetro
K_0	Coeficiente de calibración a utilizar en el dimensionamiento de pilares mixtos
L	Longitud; luz; luz eficaz
L_e	Luz equivalente
L_i	Luz
L_0	Longitud del voladizo
L_p	Distancia del centro de una carga puntual al apoyo más cercano
L_s	Luz de cortante
L_x	Distancia de una sección transversal al apoyo más cercano
M	Momento flector
M_a	Contribución de la sección de acero estructural al momento plástico resistente de cálculo de la sección mixta
$M_{a,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección de acero estructural

$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente a pandeo de una viga mixta
$M_{c,Ed}$	Parte del momento flector de cálculo que actúa sobre la sección mixta
M_{cr}	Momento elástico crítico para el pandeo lateral de una viga mixta
M_{Ed}	Momento flector de cálculo
$M_{Ed,i}$	Momento flector de cálculo aplicado a una unión mixta i
$M_{Ed,max,f}$	Momento flector máximo o esfuerzo interno debido a cargas de fatiga
$M_{Ed,min,f}$	Momento flector mínimo debido a cargas de fatiga
$M_{el,Rd}$	Valor de cálculo del momento elástico resistente de la sección mixta
$M_{max,Rd}$	Valor máximo de cálculo del momento resistente en presencia de una fuerza de compresión simple
M_{perm}	Momento flector más desfavorable para la combinación característica
M_{pa}	Valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección transversal eficaz de la chapa de acero perfilado
$M_{pl,a,Rd}$	Valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección de acero estructural
$M_{pl,N,Rd}$	Valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección mixta teniendo en cuenta la fuerza de compresión simple
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección mixta con conexión total
$M_{pl,y,Rd}$	Valor de cálculo del momento plástico resistente en el eje $y - y$ de la sección mixta con conexión total
$M_{pl,z,Rd}$	Valor de cálculo del momento plástico resistente en el eje $z - z$ de la sección mixta con conexión total
M_{pr}	Momento plástico resistente reducido de la chapa de acero perfilado
M_{Rd}	Valor de cálculo del momento resistente de una sección mixta o unión
M_{Rk}	Valor característico del momento resistente de la sección o unión
$M_{y,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección mixta en el eje $y - y$
$M_{z,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección mixta en el eje $z - z$
N	Fuerza de compresión normal; número de ciclos de carga-descarga; número de conectadores
N_a	Valor de cálculo de la fuerza normal en la sección de acero estructural de una viga mixta
N_c	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal en el ala de hormigón
$N_{c,f}$	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal en el ala de hormigón con conexión total a rasante
$N_{c,el}$	Fuerza de compresión normal en el ala de hormigón correspondiente a $M_{el,Rd}$
$N_{cr,eff}$	Carga crítica elástica de un pilar mixto correspondiente a la rigidez eficaz a flexión
N_{cr}	Fuerza normal crítica elástica

N_{cl}	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal calculada para la introducción de una carga
N_{Ed}	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal
$N_{G,Ed}$	Valor de cálculo de la parte permanente de la fuerza de compresión normal
N_p	Valor de cálculo de la resistencia plástica de una chapa de acero perfilado a una fuerza normal
$N_{pl,a}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección de acero estructural a la fuerza normal
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección mixta a la fuerza de compresión normal
$N_{pl,Rk}$	Valor característico de la resistencia plástica de la sección mixta a la fuerza de compresión normal
$N_{pm,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia del hormigón a la fuerza de compresión normal
N_R	Número de ciclos carga-descarga
N_s	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la armadura de acero a la fuerza normal
N_{sd}	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la armadura de acero a la fuerza normal de tracción
$P_{l,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conectador aislado correspondiente a F_l
$P_{pb,Rd}$	Valor de cálculo de la capacidad de carga a cortante de un conectador
P_{Rd}	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conectador aislado
P_{Rk}	Valor característico de la resistencia a cortante de un conectador aislado
$P_{t,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conectador aislado correspondiente a F_t
R_{Ed}	Valor de cálculo de la reacción de un apoyo
S_j	Rigidez al giro de una unión
$S_{j,ini}$	Rigidez al giro inicial de una unión
$V_{a,Ed}$	Valor de cálculo de la fuerza cortante que actúa sobre la sección de acero estructural
$V_{b,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a la abolladura por cortante de un alma de acero
$V_{c,Ed}$	Valor de cálculo del esfuerzo cortante que actúa sobre el revestimiento de hormigón armado del alma
V_{Ed}	Valor de cálculo del esfuerzo cortante que actúa sobre la sección mixta
V_{ld}	Valor de cálculo de resistencia del anclaje en un extremo
$V_{l,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante
$V_{pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección mixta a cortante
$V_{pl,a,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección de acero estructural a cortante

$V_{p,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia de la losa mixta a punzonamiento
V_{Rd}	Valor de cálculo de la resistencia de la sección mixta a cortante
V_t	Reacción en el apoyo
$V_{v,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia de una losa mixta a cortante
$V_{wp,c,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de la sección de hormigón de un pilar mixto
W_t	Valor medio de la carga de rotura
<i>Letras latinas minúsculas</i>	
a	Separación entre vigas paralelas; diámetro o ancho; distancia
b	Ancho del ala de la sección de acero; ancho de la losa
b_b	Ancho del fondo del nervio de hormigón
b_c	Ancho del revestimiento de la sección de acero
b_{eff}	Ancho total eficaz
$b_{eff,1}$	Ancho eficaz en el centro de un vano apoyado a ambos extremos
$b_{eff,2}$	Ancho eficaz en el apoyo interior
$b_{eff,c,wc}$	Ancho eficaz del alma de la columna comprimida
b_{ei}	Ancho del ala de hormigón a cada lado de su alma
b_{em}	Ancho eficaz de la losa de hormigón
b_f	Ancho del ala de la sección de acero
b_i	Ancho geométrico del ala de hormigón a cada lado del alma
b_m	Ancho de la losa de hormigón sobre la que se distribuye la carga
b_p	Longitud de la carga lineal concentrada
b_r	Ancho del corrugado de la chapa de acero perfilado
b_s	Distancia entre centros de corrugas de la chapa de acero perfilado
b_0	Distancia entre centros de conectadores exteriores media del ancho del nervio de hormigón (mínimo ancho para chapas nervadas cuya fibra inferior forma un ángulo obtuso con el nervio); ancho del nervio
c	Ancho del lado exterior del ala de acero; perímetro efectivo de las barras de armadura
c_y, c_z	Espesor del recubrimiento de hormigón
d	Altura libre del alma de la sección de acero estructural; diámetro del vástago de un perno conectador; diámetro total de una sección circular hueca de acero; diámetro mínimo transversal de un pilar
d_{do}	Diámetro del anillo de soldadura de un perno conectador
d_p	Distancia entre el centro de gravedad de una chapa de acero perfilado y la fibra extrema de la losa mixta comprimida

d_s	Distancia entre la armadura de acero traccionada a la fibra extrema de la losa mixta comprimida; distancia entre la armadura longitudinal traccionada y el centro de gravedad de la sección de la viga de acero
e	Excentricidad de la carga; distancia entre el centro de gravedad de la chapa de acero perfilado y la fibra extrema de la losa mixta traccionada
e_D	Distancia al borde
e_g	Distancia entre la armadura y la chapa en un extremo en un pilar mixto
e_p	Distancia de la fibra neutra plástica de la chapa de acero perfilado a la fibra extrema de la losa mixta traccionada
e_s	Distancia de la armadura pasiva traccionada a la fibra extrema traccionada de la losa mixta
f	Frecuencia propia
f_{cd}	Valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica
f_{ck}	Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a 28 días
f_{cm}	Valor medio de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica
$f_{ct,eff}$	Valor medio de la resistencia eficaz a tracción del hormigón
$f_{ct,0}$	Resistencia de referencia a tracción del hormigón
f_{1ctm}	Valor medio de la resistencia a tracción del hormigón ligero
f_{sd}	Valor de cálculo del límite elástico de la armadura pasiva
f_{sk}	Valor característico del límite elástico de la armadura pasiva
f_u	Resistencia última a tracción especificada
f_{ut}	Resistencia última a tracción real de una probeta de ensayo
f_y	Valor nominal del límite elástico del acero estructural
f_{yd}	Valor de cálculo del límite elástico del acero estructural
$f_{yp,d}$	Valor de cálculo del límite elástico de una chapa de acero perfilado
f_{ypm}	Valor medio del límite elástico de una chapa de acero perfilado
f_1, f_2	Coeficientes de reducción para los momentos flectores en los apoyos
h	Canto total; espesor
h_a	Canto de la sección de acero estructural
h_c	Espesor del hormigón de revestimiento de una sección de acero; espesor del ala de hormigón; espesor de la losa de hormigón situada por encima de la cara superior de los nervios de la chapa de acero perfilado
h_f	Espesor del hormigón de las alas; espesor de los acabados
h_n	Profundidad de la fibra neutra
h_p	Canto total de la chapa de acero perfilado excluyendo resaltos

h_s	Distancia entre los centros de las alas de la sección de acero estructural; distancia entre la armadura pasiva traccionada y el centro de la compresión
h_{sc}	Altura nominal de un perno conectador
h_t	Espesor total de una probeta de ensayo
k	Coeficiente de amplificación para efectos de segundo orden, coeficiente; coeficiente empírico para la resistencia a cortante de cálculo
k_c	Coeficiente
k_i	Coeficiente de rigidez
$k_{i,c}$	Incremento del coeficiente de rigidez k_i debido al revestimiento de hormigón
k_l	Coeficiente reductor para la resistencia de los pernos utilizados en chapas de acero perfilado paralelas a la viga
k_s	Rigidez al giro; coeficiente
k_{sc}	Rigidez del conectador
k_{slip}	Coeficiente de reducción de la rigidez debido a la deformación de la conexión a rasante
$k_{s,r}$	Coeficiente de rigidez de una fila r de armadura longitudinal traccionada
k_t	Coeficiente de reducción de la resistencia de pernos utilizados en chapas de acero perfilado transversales a la viga
$k_{wc,c}$	Coeficiente que tiene en cuenta el efecto de tensión de compresión longitudinal en la resistencia transversal del alma de un pilar
k_ϕ	Parámetro
k_1	Rigidez a flexión del hormigón fisurado o de una losa mixta
k_2	Rigidez a flexión del alma
l	Longitud de la viga en flexión negativa medida desde el apoyo; longitud de la losa en ensayos de compresión simple
l_{bc}, l_{bs}	Longitudes de apoyos
l_0	Longitud de introducción de la carga
m	Pendiente de la curva de resistencia a fatiga; coeficiente empírico para el cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante
n	Relación de módulos; número de conectadores
n_f	Número de conectadores de conexión total a rasante
n_L	Relación de módulos dependiente del tipo de carga
n_r	Número de conectadores en una costilla o nervio
n_0	Módulo de homogeneización para cargas a edad temprana
r	Relación entre momentos de los extremos
s	Separación longitudinal entre ejes de conectadores; desplazamiento
s_t	Separación entre ejes de conectadores

t	Edad; espesor
t_e	Espesor de una chapa en el extremo
$t_{eff,c}$	Longitud eficaz del hormigón
t_0	Edad de carga
v_{Ed}	Tensión de rasante de cálculo
w_k	Valor de cálculo del ancho de fisura
x_{pl}	Distancia entre la fibra neutra y la fibra extrema de la losa de hormigón comprimida
y	Eje de la sección transversal paralelo a las alas
z	Eje de la sección transversal perpendicular a las alas; brazo mecánico
z_0	Distancia vertical

Letras mayúsculas griegas

$\Delta\sigma$	Rango de tensiones
$\Delta\sigma_c$	Valor de referencia para la resistencia por fatiga en 2 millones de ciclos
$\Delta\sigma_E$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante
$\Delta\sigma_{E,glob}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante debido a efectos globales
$\Delta\sigma_{E,loc}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante debido a efectos locales
$\Delta\sigma_{E,2}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante para 2 millones de ciclos
$\Delta\sigma_s$	Incremento del rango de tensiones de amplitud constante equivalente debido a la rigidez a tracción del hormigón
$\Delta\sigma_{s,equ}$	Incremento de la tensión de la armadura debido a la rigidez a tracción del hormigón
$\Delta\tau$	Rango de tensiones tangenciales por cargas de fatiga
$\Delta\tau_c$	Valor de referencia de la resistencia a fatiga en 2 millones de ciclos
$\Delta\tau_E$	Rango de tensiones tangenciales de amplitud constante equivalente
$\Delta\tau_{E,2}$	Rango de tensiones tangenciales de amplitud constante equivalente correspondiente a 2 millones de ciclos
$\Delta\tau_R$	Resistencia a fatiga por tensiones tangenciales
ψ	Coeficiente

Letras minúsculas griegas

α	Coeficiente, parámetro
α_{cr}	Coeficiente por el que tendría que multiplicarse el valor de cálculo de las cargas para provocar inestabilidad elástica
α_M	Coeficiente correspondiente a la flexión de un pilar mixto
$\alpha_{M,y}, \alpha_{Mz}$	Coeficiente correspondiente a la flexión de un pilar mixto alrededor del eje $y - y$ y del eje $z - z$ respectivamente
α_{st}	Relación

β	Coeficiente; parámetro de transformación
β_c, β_i	Parámetros
γ_c	Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón
γ_f	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones, considerando también las incertidumbres del modelo y variaciones dimensionales
γ_{ff}	Coeficiente parcial de seguridad para la del rango de tensiones equivalentes de amplitud constante
γ_m	Coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material, considerando también con las incertidumbres del modelo y las variaciones de dimensiones
γ_{m0}	Coeficiente parcial de seguridad del acero estructural aplicable a la resistencia de las secciones transversales, véase el apartado 6.1 (1) del Anejo 22
γ_{m1}	Coeficiente parcial de seguridad del acero estructural aplicable a la resistencia de los elementos frente a la inestabilidad, evaluada mediante ensayos, véase el apartado 6.1 (1) del Anejo 22
γ_{mf}	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga
$\gamma_{mf,s}$	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga de los pernos sometidos a cortante
γ_p	Coeficiente parcial de seguridad para la acción del pretensado
γ_s	Coeficiente parcial de seguridad para la armadura pasiva
γ_v	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a cortante de los pernos
γ_{vs}	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a rasante de la losa mixta
δ	Coeficiente; coeficiente de contribución del acero; flecha en el punto medio
δ_{\max}	Flecha vertical debida a momentos positivos
δ_s	Flecha de la chapa de acero bajo su propio peso más el peso del hormigón fresco
$\delta_{s,\max}$	Valor límite de δ_s
δ_u	Máximo deslizamiento medido en un ensayo a nivel de carga característica
δ_{uk}	Valor característico de la capacidad de deslizamiento
ε	$\sqrt{235/f_y}$, donde f_y está en N/mm ²
η	Grado de conexión a rasante; coeficiente
η_a, η_{ao}	Coeficientes relativos al confinamiento del hormigón
$\eta_c, \eta_{co}, \eta_{cl}$	Coeficientes relativos al confinamiento del hormigón
θ	Ángulo
λ, λ_v	Coeficientes de daño equivalente
$\bar{\lambda}$	Esbeltz relativa
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbeltz relativa por pandeo lateral
μ	Coeficiente de rozamiento; coeficiente nominal
μ_d	Coeficiente relativo al cálculo a flexo-compresión

μ_{dy} , μ_{dz}	Coeficiente μ_d relativo a la flexión en plano
v	Coeficiente de reducción para tener en cuenta el efecto de la compresión en la resistencia a cortante; parámetro relacionado con la deformación de la conexión a rasante
v_a	Módulo de Poisson para acero estructural
ξ	Parámetro relacionado con la deformación de la conexión a rasante
ρ	Parámetro relacionado con la resistencia a flexión de cálculo reducida contando con la fuerza vertical
ρ_s	Parámetro; relación de refuerzos
$\sigma_{com,c,Ed}$	Tensión de compresión longitudinal en el revestimiento debido a la fuerza normal de cálculo
$\sigma_{c,Rd}$	Resistencia local de cálculo del hormigón
σ_{ct}	Tensión de tracción en las fibras extremas del hormigón
$\sigma_{max,f}$	Tensión máxima debida a cargas de fatiga
$\sigma_{min,f}$	Tensión mínima debida a cargas de fatiga
$\sigma_{s,max,f}$	Tensión máxima en la armadura debida a momentos flectores $M_{Ed,max,f}$
$\sigma_{s,min,f}$	Tensión mínima en la armadura debida a momentos flectores $M_{Ed,min,f}$
σ_s	Tensión en la armadura traccionada
$\sigma_{s,max}$	Tensión en la armadura debida a momentos flectores M_{max}
$\sigma_{s,max,0}$	Tensión en la armadura debida a momentos flectores M_{max} , despreciando el hormigón traccionado
$\sigma_{s,0}$	Tensión en la armadura traccionada despreciando la rigidez a tracción del hormigón
τ_{Rd}	Resistencia a cortante de cálculo
τ_u	Valor de la resistencia rasante de una losa mixta determinada mediante ensayos
$\tau_{u,Rd}$	Valor de cálculo para la resistencia a rasante de una losa mixta
$\tau_{u,Rk}$	Valor característico de la resistencia a rasante de una losa mixta
ϕ	Diámetro (tamaño) de una barra de acero para armar; coeficiente de impacto de daño equivalente
ϕ^*	Diámetro (tamaño) de una barra de acero para armar
φ_t	Coeficiente de fluencia
$\varphi(t, t_0)$	Coeficiente de fluencia; fluencia definida entre los tiempos t y t_0 , relacionada con la deformación elástica a los 28 días
χ	Coeficiente de reducción para pandeo por flexión
χ_{LT}	Coeficiente de reducción para pandeo lateral
ψ_L	Coeficiente de envejecimiento

2 Bases de cálculo

2.1 Requisitos

- (1) El cálculo de estructuras mixtas deberá ser acorde con las reglas generales establecidas en el Anejo 18.
- (2) Las disposiciones suplementarias para estructuras mixtas establecidas en esta sección serán también de aplicación.
- (3) Se considerará que la estructura mixta cumple los requisitos básicos del Artículo 5 del Código Estructural cuando se aplique todo lo siguiente:
 - los estados límite de cálculo considerando los coeficientes parciales de seguridad, de acuerdo con el Anejo 18,
 - las acciones de acuerdo con la reglamentación específica vigente,
 - la combinación de acciones de acuerdo con el Anejo 18 y
 - las resistencias, durabilidad y servicio de acuerdo con este anexo.

2.2 Principios del cálculo en estados límite

- (1) En estructuras mixtas, deberá tenerse en cuenta la secuencia del proceso constructivo.

2.3 Variables básicas

2.3.1 Acciones y condiciones ambientales

- (1) Las acciones a aplicar en el cálculo se obtendrán de la reglamentación específica vigente.
- (2) En la comprobación de chapas de acero como encofrados, deberá tenerse en cuenta el efecto de la deformación del encofrado (aumentando el canto del hormigón debido a la flecha de la chapa).

2.3.2 Propiedades del material y producto

- (1) Salvo que se establezcan otras disposiciones en los Anejos 30 a 32, las acciones producidas por un comportamiento del hormigón variable en el tiempo deberán obtenerse del Anejo 19.

2.3.3 Clasificación de las acciones

- (1) Los efectos de retracción y fluencia del hormigón y los cambios no uniformes de temperatura dan lugar a esfuerzos en la sección y a curvaturas y tensiones normales en los perfiles; los efectos que aparecen en estructuras isostáticas e hiperestáticas cuando no se considera la compatibilidad de deformaciones deberán clasificarse como efectos primarios.
- (2) En estructuras hiperestáticas, los efectos primarios de retracción, fluencia y temperatura están asociados a solicitudes adicionales, tales que los efectos totales sean compatibles; éstos deberán clasificarse como efectos secundarios y como acciones indirectas.

2.4 Comprobación por el método del coeficiente parcial de seguridad

2.4.1 Valores de cálculo

2.4.1.1 Valores de cálculo de las acciones

(1) Para el pretensado por deformaciones impuestas controladas, por ejemplo mediante gatos en los apoyos, el coeficiente de seguridad $\gamma_p = 1,0$ deberá especificarse para los Estados Límite Últimos, considerando los efectos favorables y desfavorables.

2.4.1.2 Valores de cálculo de las propiedades del material o del producto

(1) Salvo que se requiera una estimación de resistencia mayor, los coeficientes parciales de seguridad deberán aplicarse a las resistencias características o nominales.

(2) Para el hormigón deberá aplicarse el coeficiente de seguridad γ_c . El cálculo de la resistencia a compresión vendrá dado por:

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c \quad (2.1)$$

donde el valor característico f_{ck} deberá obtenerse de acuerdo con el apartado 3.1 del Anejo 19 para hormigón convencional y con el apartado 11.3 del Anejo 19 para hormigón ligero.

NOTA: El valor para γ_c es el aplicado en el Anejo 19.

(3) Para el acero de la armadura pasiva, el coeficiente de seguridad a aplicar será γ_s .

NOTA: El valor de γ_s será el aplicado en el Anejo 19.

(4) Para el acero estructural, chapas de acero nervadas y dispositivos de conexión de acero, deberá aplicarse el coeficiente de seguridad γ_m . Salvo que se establezca lo contrario, el coeficiente de seguridad para acero estructural será γ_{m0} .

NOTA: Los valores de γ_m se establecen en los Anejos 22 a 29.

(5) Para las conexiones a cortante, deberá aplicarse el coeficiente de seguridad $\gamma_v = 1,25$.

(6) Para el rasante en lasas mixtas de edificación, deberá aplicarse el coeficiente de seguridad $\gamma_{vs} = 1,25$.

(7) Para la comprobación a fatiga de los pernos con cabeza usados en edificación, deberán aplicarse los coeficientes de seguridad γ_{mf} y $\gamma_{mf,s} = 1,0$.

NOTA: El valor de γ_{mf} será el establecido en los apartados correspondientes de los Anejos 22 a 29.

2.4.1.3 Valores de cálculo de los parámetros geométricos

(1) Los parámetros de cálculo para secciones transversales y sistemas podrán tomarse de las normas de los productos con norma armonizada o de los planos constructivos y considerarlos como valores nominales.

2.4.1.4 Resistencias de cálculo

(1) Para estructuras mixtas, las resistencias de cálculo deberán determinarse de acuerdo con el Anejo 18, de las expresiones (6.6a) o (6.6c).

2.4.2 Combinación de las acciones

(1) Las formas generales para la combinación de acciones vienen establecidas en el apartado 6 del Anejo 18.

2.4.3 Comprobación del equilibrio estático (EQU)

(1) El formato de seguridad para la comprobación del equilibrio estático como se describe en el Apéndice A1 del Anejo 18, también es de aplicación para situaciones de cálculo equivalentes al equilibrio estático (EQU), por ejemplo para el cálculo de anclajes de sujeción o la comprobación del levantamiento de los apoyos en vigas continuas.

3 Materiales

3.1 Hormigón

(1) Las propiedades deberán obtenerse del apartado 3.1 del Anejo 19 para hormigones convencionales y del apartado 11.3 del Anejo 19 para hormigones ligeros.

(2) Este anejo no cubre el cálculo de estructuras mixtas con hormigones de resistencias menores que $f_{ck} \leq 25 \text{ N/mm}^2$ y $f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$ ni mayores que $f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$ y $f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$.

(3) La retracción del hormigón deberá determinarse teniendo en cuenta la humedad ambiental, las dimensiones del elemento y la composición del hormigón.

(4) Cuando la acción mixta se considere, los efectos de retracción autógena podrán despreciarse en la determinación de tensiones y flechas.

Nota: La experiencia muestra que los valores de retracción establecidos en el Anejo 19 pueden sobreestimar los efectos de la retracción en estructuras mixtas. Para el hormigón, se empleará el modelo de retracción del Anejo 19. En el Apéndice C se recomiendan valores para estructuras mixtas en edificación.

3.2 Acero de la armadura pasiva

(1) Las propiedades se obtendrán del apartado 3.2 del Anejo 19.

(2) Para estructuras mixtas, el valor de cálculo del módulo de elasticidad E_s podrá tomarse igual al del acero estructural establecido en el apartado 3.2.6 del Anejo 22.

3.3 Acero estructural

(1) Las propiedades se obtendrán por referencia a los apartados 3.1 y 3.2 del Anejo 22.

(2) Las reglas de este anejo se aplican al acero estructural con límite elástico no superior a 460 N/mm^2 .

3.4 Dispositivos de conexión

3.4.1 Generalidades

(1) Los requisitos de los elementos de fijación y materiales de soldadura se obtendrán del Anejo 26.

3.4.2 Pernos conectadores

(1) Las propiedades y requisitos se describen en el apartado 112.1 del Código Estructural.

3.5 Chapas de acero nervadas para losas mixtas en edificación

(1) Las propiedades deberán obtenerse del apartado 112.2 del Código Estructural. Las reglas de este Anejo se aplican en el cálculo de losas mixtas con chapa nervada fabricada de acuerdo con la serie de normas UNE-EN 10025, chapas de acero conformado en frío de acuerdo con las normas UNE-EN 10149-2 o UNE-EN 10149-3 o chapas de acero galvanizado de acuerdo con la norma UNE-EN 10346.

El valor mínimo del espesor nominal t de las chapas de acero será $t \geq 0,70$ mm.

4 Durabilidad

4.1 Generalidades

- (1) Deberá seguirse lo dispuesto en el Artículo 113 del Código Estructural.
- (2) Los detalles constructivos de los conectadores deberán estar de acuerdo con el apartado 6.6.5.

4.2 Chapas de acero nervadas para losas mixtas en edificación

- (1) Las superficies expuestas de la chapa deberán protegerse adecuadamente para resistir las condiciones atmosféricas pertinentes.
- (2) Si se especifica un revestimiento protector de zinc, deberá cumplir los requisitos de la norma UNE-EN 10346.
- (3) Un revestimiento protector de zinc con una masa total de $275\text{g}/\text{m}^2$ (incluyendo ambos lados) es suficiente para forjados interiores en un ambiente no agresivo, pero las especificaciones pueden variar en función de las condiciones de servicio.

5 Análisis estructural

5.1 Modelización estructural para el análisis

5.1.1 Modelización estructural e hipótesis básicas

- (1) El modelo estructural y las hipótesis básicas deberán escogerse de acuerdo con el apartado 5.1.1 del Anejo 18 y deberán reflejar el comportamiento anticipado de las secciones transversales, elementos, uniones y apoyos.
- (2) El apartado 5 se aplica a estructuras mixtas en las que la mayoría de los elementos y uniones son mixtos o de acero estructural. Cuando el comportamiento estructural sea esencialmente de hormigón armado o pretensado, con sólo unos pocos elementos mixtos, el análisis global deberá realizarse generalmente de acuerdo con el Anejo 19.
- (3) El dimensionamiento de losas mixtas con chapas nervadas en edificación deberá realizarse de acuerdo con el apartado 9.

5.1.2 Modelización de uniones

- (1) La influencia del comportamiento de las uniones en la distribución de esfuerzos en una estructura y en la deformada total de la estructura, podrá despreciarse en general salvo cuando estos efectos sean significativos (como en el caso de uniones semi-continuas), en cuyo caso deberán considerarse, véase el apartado 8 y el Anejo 26.
- (2) Para identificar si la influencia en el comportamiento de las uniones debe considerarse en el cálculo, podrá hacerse una distinción entre los tres modelos de uniones siguientes, véase el apartado 8.2 y el apartado 5.1.1 del Anejo 26:
 - simple, en la que se puede asumir que la unión no transmite momentos flectores;

- continua, en la que la rigidez y/o la resistencia de la unión permite suponer la completa continuidad de los elementos en el cálculo;
- semi-continua, en la que el comportamiento de la unión necesita considerarse en el cálculo.

(3) Para edificación, los requisitos de los diferentes tipos de uniones se establecen en apartado 8 y en el Anejo 26.

5.1.3 Interacción suelo estructura

(1) Deberán considerarse las deformaciones características de los apoyos cuando sean significativas.

5.2 Estabilidad estructural

5.2.1 Efectos de la geometría deformada de la estructura

(1) Los efectos de las acciones pueden en general determinarse mediante:

- un análisis de primer orden, aplicando una geometría inicial de la estructura;
- un análisis de segundo orden, considerando la influencia de la deformada de la estructura.

(2) Los efectos de la geometría deformada (efectos de segundo orden) deberán considerarse si aumentan considerablemente los efectos de las acciones o modifican significativamente el comportamiento de la estructura.

(3) El análisis de primer orden podrá aplicarse si el aumento de los esfuerzos provocados por las deformaciones obtenidas del análisis de primer orden es menor del 10%. Esta condición podrá considerarse cumplida si se satisface el siguiente criterio:

$$\alpha_{cr} \geq 10 \quad (5.1)$$

donde:

α_{cr} es el coeficiente por el que tendrían que multiplicarse las cargas de cálculo para provocar inestabilidad elástica.

(4) Para determinar la rigidez de la estructura, se deberá considerar de forma apropiada la fisuración y fluencia del hormigón y el comportamiento de las uniones.

5.2.2 Métodos de análisis para edificación

(1) En entramados planos tipo viga-pilar podrá comprobarse el modo de fallo por pandeo translacional mediante un análisis de primer orden si el criterio (5.1) se cumple para cada planta. En estas estructuras, α_{cr} podrá calcularse aplicando la expresión establecida en el apartado 5.2.1(4) del Anejo 22, siempre que el axil de compresión en las vigas no sea significativo y se tomen las tolerancias apropiadas para la fisuración del hormigón, véase el apartado 5.4.2.3, la fluencia del hormigón, véase el apartado 5.4.2.2, y para el comportamiento de las uniones, véase el apartado 8.2 y el apartado 5.1 del Anejo 26.

(2) Los efectos de segundo orden deberán incluirse indirectamente aplicando un análisis de primer orden con las mayoraciones apropiadas.

(3) Si los efectos de segundo orden en los elementos individuales y las imperfecciones correspondientes en los elementos se consideran completamente en el análisis global de la estructura, las comprobaciones de estabilidad individuales de los elementos serán innecesarias.

(4) Si los efectos de segundo orden en los elementos individuales o las imperfecciones de ciertos elementos (por ejemplo pandeo lateral por torsión y/o por flexión) no se consideran completamente para

el análisis global, la estabilidad de los elementos individuales deberá comprobarse para los efectos no incluidos en el análisis global.

(5) Si el análisis global desprecia los efectos de torsión lateral, la resistencia de una viga mixta a pandeo lateral de torsión podrá comprobarse aplicando el apartado 6.4.

(6) Para pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos, la estabilidad a flexión deberá comprobarse aplicando uno de los siguientes métodos:

- a) por un análisis global de acuerdo con el apartado 5.2.2(3), comprobando la resistencia de la sección de acuerdo con los apartados 6.7.3.6 6.7.3.7, o bien
- b) por un análisis individual del elemento de acuerdo con el apartado 6.7.3.4, teniendo en cuenta el momento último y las fuerzas del análisis global de la estructura incluyendo efectos de segundo orden globales y las imperfecciones globales correspondientes. El análisis del elemento deberá considerar los efectos de segundo orden en el elemento y las imperfecciones correspondientes del elemento, véase el apartado 5.3.2.3, comprobando la resistencia de la sección de acuerdo con los apartados 6.7.3.6 o 6.7.3.7, o bien
- c) para elementos bajo un axil de compresión, mediante la aplicación de las curvas de pandeo para contar con los efectos de segundo orden en el elemento y las imperfecciones del elemento, véase el apartado 6.7.3.5. Esta comprobación deberá tener en cuenta los esfuerzos últimos del análisis global de la estructura incluyendo efectos de segundo orden globales e imperfecciones globales cuando corresponda y deberá basarse en una longitud de pandeo igual a la longitud del sistema.

(7) En aquellas estructuras en las que los pilares sean de acero estructural, la estabilidad deberá comprobarse también por comprobaciones de los elementos basadas en las longitudes de pandeo, de acuerdo con los apartados 5.2.2(8) y 6.3 del Anejo 22.

5.3 Imperfecciones

5.3.1 Bases

(1) Deberán incorporarse las consideraciones apropiadas al cálculo de la estructura para considerar los efectos de las imperfecciones, incluyendo las tensiones residuales y las imperfecciones geométricas tales como la falta de verticalidad, de rectitud, de horizontalidad, de ajuste y las inevitables excentricidades menores presentes en las uniones de la estructura sin cargar.

(2) La forma supuesta de las imperfecciones deberá tener en cuenta el modo elástico de pandeo de la estructura o del elemento en el plano de pandeo considerado, en la dirección y forma más desfavorables.

5.3.2 Imperfecciones en edificación

5.3.2.1 Generalidades

(1) Las imperfecciones geométricas equivalentes, véanse los apartados 5.3.2.2 y 5.3.2.3, deberán aplicarse con los valores que reflejan los posibles efectos de imperfecciones globales y locales, salvo que los efectos de las imperfecciones locales se incluyan en las ecuaciones de la resistencia para la comprobación del elemento, véase el apartado 5.3.2.3.

(2) En el análisis global, podrán despreciarse las imperfecciones en los elementos mixtos comprimidos cuando, de acuerdo con el apartado 5.2.1(3), se haya aplicado el análisis de primer orden. Cuando se haya aplicado un análisis de segundo orden, las imperfecciones del elemento podrán despreciarse en el análisis global si:

$$\bar{\lambda} \leq 0,5\sqrt{N_{pl,Rk}/N_{Ed}} \quad (5.2)$$

donde:

- $\bar{\lambda}$ se define en el apartado 6.7.3.3 y se calcula para el elemento considerado como articulado en sus extremos
- $N_{pl,Rk}$ se define en el apartado 6.7.3.3
- N_{Ed} es el valor de cálculo de la fuerza normal.

- (3) Las imperfecciones de los elementos deberán considerarse siempre que se compruebe la estabilidad en la longitud de un elemento de acuerdo con los apartados 6.7.3.6 o 6.7.3.7.
- (4) Las imperfecciones en los elementos comprimidos de acero deberán considerarse de acuerdo con los apartados 5.3.2 y 5.3.4 del Anejo 22.

5.3.2.2 Imperfecciones globales

- (1) Deberán considerarse los efectos de las imperfecciones de acuerdo con el apartado 5.3.2 del Anejo 22.

5.3.2.3 Imperfecciones de los elementos

- (1) Los valores de cálculo de las imperfecciones equivalentes iniciales a flexión para pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos deberán tomarse de la tabla A30.6.5.
- (2) Para vigas mixtas sin coacciones laterales, los efectos de las imperfecciones se consideran en la ecuación dada para el momento resistente a pandeo lateral, véase el apartado 6.4.
- (3) Para elementos de acero, los efectos de las imperfecciones se consideran en la ecuación dada para la resistencia a pandeo, véase el apartado 6.3 del Anejo 22.

5.4 Cálculo de los efectos de las acciones

5.4.1 Método del análisis global

5.4.1.1 Generalidades

- (1) Los efectos de las acciones podrán calcularse mediante un análisis global elástico, incluso cuando la resistencia de una sección se obtenga de su resistencia plástica o no lineal.
- (2) El análisis elástico global deberá utilizarse para los estados límite de servicio, con las correcciones apropiadas para los efectos no lineales tales como la fisuración del hormigón.
- (3) El análisis elástico global deberá utilizarse para la comprobación del estado límite de fatiga.
- (4) Los efectos de arrastre por cortante y de abolladura deberán considerarse si su influencia es significativa en el análisis global.
- (5) Los efectos de la abolladura de los elementos de acero en el método elegido de análisis podrán tenerse en cuenta mediante la clasificación de las secciones, véase el apartado 5.5.
- (6) Los efectos de la abolladura de los elementos de acero en su rigidez podrán omitirse en secciones mixtas normales. Para secciones de Clase 4 véase el apartado 2.2 del Anejo 25.
- (7) Deberán considerarse los efectos en el análisis global del deslizamiento en los agujeros de los tornillos y otras deformaciones similares de los dispositivos de conexión

(8) Salvo que se aplique un análisis no lineal, podrán despreciarse los efectos del deslizamiento y separación en el cálculo de esfuerzos en las superficies de contacto hormigón-acero en las que los conectadores cumplan con lo dispuesto en el apartado 6.6.

5.4.1.2 Anchura eficaz de la alas para el arrastre por cortante

(1) Deberá tenerse en cuenta la flexibilidad de las alas de acero u hormigón por cortante en su propio plano (arrastre por cortante) bien por medio de análisis más rigurosos o bien utilizando una anchura eficaz del ala.

(2) Los efectos de arrastre por cortante en elementos de chapa deberán considerarse de acuerdo con el apartado 5.2.1(5) del Anejo 22.

(3) La anchura eficaz de las alas de hormigón deberá determinarse de acuerdo con los siguientes puntos.

(4) Cuando se aplique un análisis elástico global, podrá asumirse una anchura eficaz constante a lo largo de todo el vano. Este valor podrá tomarse como $b_{eff,1}$ en el centro de vano para un vano biapoyado, o como $b_{eff,2}$ en el apoyo de un voladizo.

(5) Para apoyos intermedios o en centro de vano, la anchura total eficaz b_{eff} , véase la figura A30.5.1, podrá determinarse como:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (5.3)$$

donde:

b_0 es la distancia entre ejes de conectadores exteriores

b_{ei} es el valor de la anchura eficaz de las alas de hormigón a cada lado del alma y se toma como $L_e/8$ no siendo mayor que la anchura geométrica b_i . El valor b_i deberá tomarse como la distancia del conectador extremo al punto medio situado entre almas adyacentes, medido a media altura del ala de hormigón, salvo en un extremo libre en el que b_i es la distancia al extremo libre de la sección. La longitud L_e se tomará como la distancia aproximada entre puntos de momento nulo. Para las típicas vigas mixtas continuas, donde la envolvente de momentos de varias combinaciones de cargas impone el cálculo, y para ménsulas, L_e podrá suponerse como indica la figura A30.5.1.

(6) La anchura eficaz en un apoyo podrá determinarse como:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (5.4)$$

con

$$\beta_i = \left(0,55 + \frac{0,025 L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0 \quad (5.5)$$

donde:

b_{ei} es el ancho eficaz, véase el punto (5), del vano exterior en el centro de vano y L_e es la luz equivalente del vano exterior de acuerdo con la figura A30.5.1.

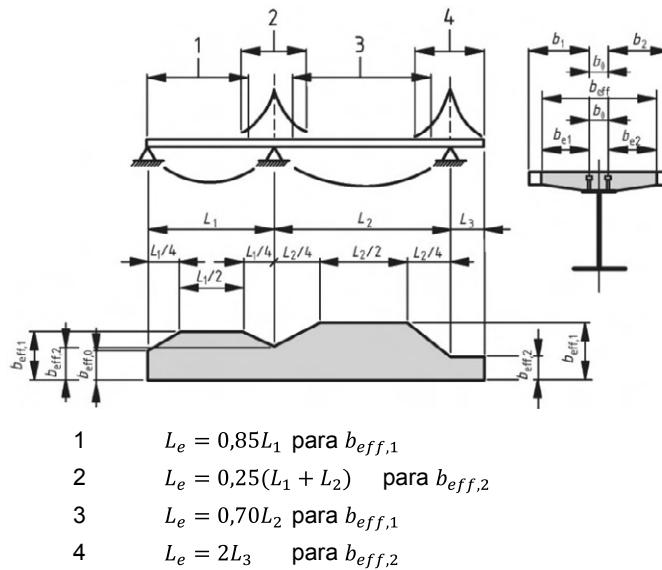


Figura A30.5.1 Luces equivalentes, para anchos eficaces del ala de hormigón

- (7) La distribución del ancho eficaz entre apoyos y centro de vano podrá asumirse como indica la figura A30.5.1.
- (8) Cuando en edificación la resistencia o rigidez a torsión de una unión influya en la distribución de los momentos flectores, deberá considerarse en la determinación de la L_e .
- (9) De forma simplificada para el análisis de estructuras en edificación, b_0 podrá tomarse nula y b_i podrá medirse desde el centro del alma.

5.4.2 Análisis elástico lineal

5.4.2.1 Generalidades

- (1) Deberán considerarse los efectos de fisuración, fluencia y retracción del hormigón, el proceso constructivo y el pretensado.

5.4.2.2 Fluencia y retracción

- (1) Deberán considerarse apropiadamente los efectos de fluencia y retracción del hormigón.
- (2) Excepto para los elementos con ambas alas mixtas, los efectos de fluencia deberán considerarse aplicando el coeficiente de homogeneización n_L para el hormigón. El coeficiente de homogeneización dependerá del tipo de carga (subíndice L) dado por:

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_t) \quad (5.6)$$

donde:

- n_0 es el coeficiente de homogeneización E_a/E_{cm} para cargas a edades tempranas
- E_{cm} es el módulo de elasticidad secante del hormigón para cargas a edades tempranas de acuerdo con el Anejo 19, tabla A19.3.1 o tabla A19.11.3.1
- φ_t es el coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$ de acuerdo con el apartado 3.1.4 o 11.3.3 del Anejo 19, dependiente de la edad (t) del hormigón en el momento considerado y de la edad en el momento de la carga (t_0)

ψ_L es el coeficiente de envejecimiento dependiente del tipo de carga, siendo 1,1 para cargas permanentes, 0,55 para efectos primarios y secundarios de retracción y 1,5 para pretensados por deformaciones impuestas.

(3) Para cargas permanentes en estructuras mixtas montadas en varias fases se podrá tomar un valor medio de t_0 , a utilizar en la determinación del coeficiente de fluencia. Esta hipótesis puede tomarse también para pretensados por deformación impuesta, si la edad de todo el hormigón en el vano correspondiente al momento de pretensado es superior a los 14 días.

(4) Para retracción, la edad de carga se tomará generalmente como 1 día.

(5) Cuando se utilicen losas prefabricadas o cuando en el pretensado de las losas prefabricadas de hormigón se haga pre-conexión, el coeficiente de envejecimiento y los valores de retracción dependientes del tiempo deberán utilizarse cuando la acción mixta se haga eficaz.

(6) Cuando la distribución de momentos a t_0 cambie significativamente por la fluencia, por ejemplo en vigas continuas de estructuras mixtas con vanos mixtos y no mixtos, deberán considerarse los efectos secundarios dependientes del tiempo debidos a la fluencia, excepto en el análisis global para el estado límite último para elementos cuyas secciones sean todas Clase 1 o 2. Para efectos secundarios dependientes del tiempo, el coeficiente de homogeneización podrá determinarse con un coeficiente de envejecimiento ψ_L de 0,55.

(7) Los efectos primarios y secundarios debidos a la retracción y fluencia del ala de hormigón deberán considerarse adecuadamente. Los efectos de fluencia y retracción del hormigón podrán despreciarse en estados límite últimos excepto el de fatiga, en elementos mixtos cuyas secciones sean todas de Clase 1 o 2 y en los que no sea necesario considerar el pandeo lateral por torsión. Para estados límite de servicio, véase el apartado 7.

(8) En zonas en las que la losa de hormigón se suponga fisurada, los efectos primarios debidos a la retracción podrán despreciarse en el cálculo de los efectos secundarios.

(9) En pilares mixtos y elementos comprimidos se considerarán los efectos de la fluencia de acuerdo con el apartado 6.7.3.4(2).

(10) En doble acción mixta con ambas alas no fisuradas (por ejemplo en el caso de que estén pretensadas) los efectos de fluencia y retracción deberán determinarse con métodos más precisos.

(11) Por simplificación, en estructuras de edificación que satisfagan la expresión (5.1) o el apartado 5.2.2(1) que no tengan generalmente fines de almacenamiento y no estén pretensadas por deformaciones impuestas controladas, los efectos de fluencia en vigas mixtas podrán considerarse tomando las áreas de hormigón A_c como áreas equivalentes eficaces de acero A_c/n tanto para cargas a edades tempranas como diferidas, donde n es el coeficiente de homogeneización correspondiente al módulo de elasticidad efectivo $E_{c,eff}$ tomado como $\frac{E_{cm}}{2}$.

5.4.2.3 Efecto de la fisuración del hormigón

(1) Deberán considerarse los efectos de la fisuración del hormigón.

(2) El siguiente método podrá aplicarse para la determinación de los efectos de la fisuración en vigas mixtas con alas de hormigón. Deberá calcularse primero la envolvente de esfuerzos para las combinaciones características, véase el apartado 6.5.3 del Anejo 18, incluyendo efectos diferidos, utilizando la rigidez a flexión $E_a I_1$ de secciones no fisuradas. Esto se define como "análisis de la sección no fisurada". En las zonas en las que la tensión de tracción en la fibra extrema del hormigón debida a la envolvente de los efectos globales alcance un valor superior al doble de la resistencia f_{ctm} o f_{1ctm} , véase el Anejo 19, tabla A19.3.1 o tabla A19.11.3.1, la rigidez deberá reducirse a $E_a I_2$, véase el apartado 1.5.2.12. Esta distribución de rigideces podrá utilizarse para estados límite últimos y para

estados límite de servicio. Con un re-análisis se determinará una nueva distribución de esfuerzos y deformadas si procede. Esto se define como “análisis de la sección fisurada”.

(3) Podrá aplicarse el siguiente método simplificado para vigas mixtas continuas con alas de hormigón no pretensadas sobre la sección de acero, incluyendo vigas en pórticos que resistan fuerzas horizontales mediante arriostramientos. Cuando todas las relaciones de longitud de vanos continuos adyacentes (pequeñas/largas) sean al menos de 0,6, el efecto de la fisuración podrá tenerse en cuenta aplicando una rigidez a flexión $E_a I_2$ en el 15% de la luz a cada lado de cada apoyo intermedio y aplicando los valores no fisurados en cualquier otro punto $E_a I_1$.

(4) El efecto de la fisuración del hormigón en la rigidez a flexión de los soportes mixtos y los elementos comprimidos deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.7.3.4.

(5) En vigas embebidas en edificación, la contribución de cualquier revestimiento a una viga podrá determinarse utilizando la media de la rigidez fisurada y no fisurada del revestimiento. El área de hormigón comprimido podrá determinarse a partir de la distribución plástica de tensiones.

5.4.2.4 Fases y proceso constructivo

(1) Deberá realizarse un análisis apropiado para considerar los efectos de la ejecución por fases, incluyendo cuando sea necesario los efectos separados de las acciones aplicadas al acero estructural y a los elementos parcial o totalmente mixtos.

(2) Los efectos del proceso constructivo podrán despreciarse en el dimensionamiento en estados límite últimos excepto en el de fatiga, para elementos mixtos cuyas Clases sean 1 o 2 y en los que no sea necesario tener en cuenta el pandeo lateral.

5.4.2.5 Efectos térmicos

(1) Deberán tenerse en cuenta los efectos debidos a la temperatura de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

(2) Los efectos térmicos podrán normalmente despreciarse en el dimensionamiento en estados límite últimos excepto en el de fatiga, para elementos mixtos cuyas secciones sean todas Clase 1 o 2 y en los que no sea necesario considerar el pandeo lateral.

5.4.2.6 Pretensado por deformaciones impuestas controladas

(1) Cuando se pretense por deformaciones impuestas controladas (por ejemplo con gatos en los apoyos), los efectos de las posibles desviaciones respecto a los valores previstos de deformaciones impuestas y rigideces deberán considerarse en el dimensionamiento de los estados límite últimos y de servicio.

(2) Salvo que se aplique un método más preciso para la determinación de esfuerzos, los valores característicos de las acciones indirectas debidas a deformaciones impuestas podrán calcularse con los valores característicos o nominales de las propiedades de los materiales y de las deformaciones impuestas, si dichas deformaciones impuestas son controladas.

5.4.3 Análisis global no lineal

(1) Podrá aplicarse un análisis no lineal de acuerdo con el apartado 5.7 del Anejo 19 y con el apartado 5.4.3 del Anejo 22.

(2) Deberá considerarse el comportamiento de los conectadores.

(3) Los efectos sobre la estructura de la geometría deformada deberán tenerse en cuenta de acuerdo con el apartado 5.2.

5.4.4 Análisis elástico lineal con redistribución limitada en edificación

(1) Siempre que no tengan que considerarse los efectos de segundo orden, el análisis elástico lineal con redistribuciones limitadas podrá aplicarse a vigas continuas y pórticos en las comprobaciones de estados límite excepto en el de fatiga.

(2) La distribución de momentos flectores dada por un análisis global elástico de acuerdo con el apartado 5.4.2 podrá redistribuirse de forma que se cumpla el equilibrio y teniendo en cuenta los efectos del comportamiento inelástico de los materiales y todos los tipos de pandeo.

(3) Los momentos flectores de un análisis elástico lineal podrán redistribuirse:

- a) en vigas mixtas con conectadores parciales o totales como se establece de los puntos (4) al (7);
- b) en elementos de acero de acuerdo con el apartado 5.4.1(4) del Anejo 22;
- c) en elementos de hormigón sometidos principalmente a flexión de acuerdo con el apartado 5.5 del Anejo 19;
- d) en vigas parcialmente embebidas sin losa mixta o de hormigón, de acuerdo con (b) o (c), considerando siempre el más restrictivo de ambos.

(4) En la comprobación de los estados límite últimos que no sean de fatiga, los momentos flectores elásticos en las vigas mixtas podrán modificarse de acuerdo con los puntos de (5) a (7) cuando:

- la viga sea un elemento mixto continuo, o forme parte de un pórtico que resiste fuerzas horizontales,
- la viga se conecte por dos uniones rígidas que transmiten la resistencia última de los elementos, o por una unión rígida y la otra articulada,
- en vigas mixtas parcialmente embebidas si, o bien su capacidad de giro es suficiente para adoptar el grado de redistribución, o se desprecia la contribución del revestimiento de hormigón armado a la compresión en el cálculo del momento resistente de las secciones, ,
- cada vano sea de un canto constante y ,
- no sea necesario considerar el pandeo lateral.

(5) Cuando el punto (4) sea de aplicación, los momentos flectores en vigas mixtas, determinados mediante un análisis global elástico lineal, podrán modificarse:

- reduciendo los momentos negativos máximos en cantidades que no excedan los porcentajes dados en la tabla A30.5.1, o
- en vigas con secciones Clase 1 o 2, aumentando los momentos negativos máximos hasta un 10%, para análisis elásticos de secciones no fisuradas, o hasta un 20% para análisis elásticos de secciones fisuradas, véase el apartado 5.4.2.3,

salvo que se compruebe que la capacidad de giro permite un valor superior.

Tabla A30.5.1 Límites a la redistribución de momentos negativos. Porcentajes de los valores iniciales de momentos flectores a reducir

Clase de sección en la región de momento negativo	1	2	3	4
Análisis de sección no fisurada	40	30	20	10
Análisis de sección fisurada	25	15	10	0

(6) Para tipos de acero estructural superiores a S 355, la redistribución será únicamente de aplicación en vigas con todas sus secciones de Clases 1 y 2. La redistribución por reducción del máximo momento

negativo no deberá exceder del 30% para análisis de secciones no fisuradas y del 15% para análisis de secciones fisuradas, salvo que se demuestre que la capacidad de giro permite valores mayores.

(7) Para secciones mixtas de Clases 3 o 4 los límites de la tabla A30.5.1 se refieren a los momentos flectores que, según proyecto, se suponen aplicados al elemento mixto. Los momentos aplicados a elementos de acero no deberán redistribuirse.

5.4.5 Análisis global rígido-plástico en edificación

(1) El análisis global rígido-plástico podrá aplicarse para comprobaciones de los estados límite últimos excepto el de fatiga, cuando los efectos de segundo orden no tengan que considerarse y siempre que:

- todos los elementos y uniones del pórtico sean de acero o mixtos,
- el acero cumpla con el apartado 3.2.2 del Anejo 22,
- la sección del elemento de acero cumpla con el apartado 5.6 del Anejo 22 y
- las uniones sean capaces de soportar sus momentos plásticos resistentes con la suficiente capacidad de giro.

(2) En vigas y pórticos de edificación, normalmente no será necesario considerar los efectos de los ciclos de plastificación.

(3) Cuando se aplique el análisis global rígido-plástico, en cada rótula plástica:

- a) La sección de acero estructural deberá ser simétrica respecto de un plano paralelo al plano del alma o las almas,
- b) Las proporciones y coacciones de los componentes de acero deberán ser tales que no aparezca pandeo lateral,
- c) todas las rótulas en las que pueda aparecer rotación bajo cualquier caso de cargas, deberán disponer de coacciones laterales en el ala comprimida,
- d) cuando se considere cualquier compresión en el elemento o unión éste deberá tener suficiente capacidad de giro para permitir el desarrollo de la rótula plástica necesaria,
- e) cuando los requisitos de giro no se calculen, todos los elementos donde se produzcan rótulas plásticas deberán tener secciones eficaces de Clase 1.

(4) Para vigas mixtas en edificación, la capacidad de giro podrá suponerse suficiente cuando:

- a) el tipo del acero estructural no sea superior a S355,
- b) la contribución de cualquier revestimiento de hormigón armado comprimido se desprecie en el cálculo del momento resistente de cálculo,
- c) toda sección eficaz en las rótulas plásticas sea Clase 1 y cualquier otra sección eficaz sea Clase 1 o 2,
- d) cada unión viga-pilar demuestre suficiente capacidad de giro de cálculo, o tener un momento resistente de al menos 1,2 veces el momento resistente plástico de la viga conectada,
- e) los vanos adyacentes no difieran en sus longitudes más del 50% del vano más corto,
- f) los vanos exteriores no excedan el 115% de la longitud del vano adyacente,
- g) en cualquier vano en que más de la mitad de la carga de cálculo para este vano esté concentrada en una longitud de un quinto de la luz, entonces en cualquier rótula donde la losa de hormigón esté comprimida, no deberá comprimirse más del 15% del canto total del

elemento; esto no es de aplicación cuando se demuestre que la rótula será la última en formarse en cada vano y

h) el ala comprimida de acero en la rótula plástica esté coaccionada lateralmente.

(5) Salvo que se demuestre lo contrario, deberá suponerse que los pilares mixtos no tienen capacidad de giro.

(6) Cuando la sección transversal de un elemento de acero varíe a lo largo de su longitud, será de aplicación el apartado 5.6(3) del Anejo 22.

(7) Cuando se requiera una coacción por (3)c) o por (4)h), deberá colocarse a lo largo del elemento en una distancia desde la rótula no mayor que el canto de la sección de acero.

5.5 Clasificación de las secciones

5.5.1 Generalidades

(1) El sistema de clasificación definido en el apartado 5.5.2 del Anejo 22 será de aplicación en secciones de vigas mixtas.

(2) Una sección mixta deberá clasificarse de acuerdo a la clase menos favorable para sus elementos de acero comprimidos. La Clase de una sección mixta dependerá normalmente de la dirección del momento flector en cada sección.

(3) Un elemento de acero comprimido arriostrado por conexión a un elemento de hormigón armado puede considerarse de una clase más favorable, siempre que se demuestre una mejora en su comportamiento.

(4) Para la clasificación, la distribución plástica de tensiones deberá utilizarse salvo en el límite entre Clases 3 y 4, cuando la distribución elástica de tensiones deberá considerar el procedimiento constructivo y los efectos de fluencia y retracción. Para la clasificación, deberán utilizarse los valores de cálculo de las resistencias de los materiales. Deberá despreciarse el hormigón traccionado. Se determinará la distribución de tensiones de la sección bruta del alma de acero y de las alas eficaces.

(5) Para Clases 1 y 2 con barras traccionadas, el armado utilizado en el ancho eficaz deberá tener una ductilidad Clase B o C, véase el Anejo 19, tabla A19.C1. Además, para secciones cuyo momento resistente se determine por los apartados 6.2.1.2, 6.2.1.3 o 6.2.1.4, deberá disponerse de un mínimo área de armado A_s en el ancho eficaz del ala de hormigón para cumplir la siguiente condición:

$$A_s \geq \rho_s A_c \quad (5.7)$$

con

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (5.8)$$

donde:

- | | |
|-----------|---|
| A_c | es el área eficaz del ala de hormigón |
| f_y | es el valor nominal del límite elástico del acero estructural en N/mm^2 |
| f_{sk} | es el límite elástico característico de la armadura |
| f_{ctm} | es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón, véase Anejo 19, tabla A19.3.1 o tabla A19.11.3.1 |
| k_c | es el coeficiente dado en el apartado 7.4.2 |

δ es igual a 1,0 para secciones Clase 2, e igual a 1,1 para secciones Clase 1 cuando se requiera giro en las rótulas plásticas.

(6) Las mallas electrosoldadas, cuando se dispongan en una losa de hormigón, no deberán incluirse en la sección eficaz salvo que se demuestre que tienen la ductilidad suficiente para asegurar que no fracturan.

(7) En el análisis global por fases constructivas, deberá tenerse en cuenta la Clase de la sección de acero en la fase considerada.

5.5.2 Clasificación de secciones mixtas sin revestimiento de hormigón

(1) El ala comprimida de acero coaccionada a pandeo por conexión eficaz al ala de hormigón por conectadores podrá suponerse Clase 1 si la separación entre conectadores cumple con el apartado 6.6.5.5.

(2) La clasificación de otras alas y almas de acero comprimidas en vigas mixtas sin revestimiento de hormigón deberán cumplir con lo establecido en el Anejo 22, tabla A22.5.2. Un elemento que no cumpla los límites para Clase 3 se considerará Clase 4.

(3) Las secciones con almas Clase 3 y alas Clase 1 o 2 podrán considerarse de Clase 2 con alma eficaz de acuerdo con el apartado 6.2.2.4 del Anejo 22.

5.5.3 Clasificación de secciones mixtas embebidas en edificación

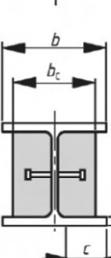
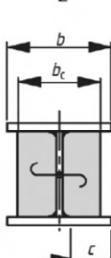
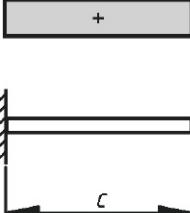
(1) El ala de acero exterior de una sección mixta con revestimiento de hormigón de acuerdo con el punto (2) podrá clasificarse de acuerdo con la tabla A30.5.2.

(2) Para almas de una sección embebida en hormigón, el revestimiento deberá ser armado, conectado mecánicamente a la sección de acero, y capaz de evitar el pandeo del alma y de cualquier parte del ala comprimida hacia el alma. Podrá suponerse que los requisitos anteriores se cumplen si:

- a) el hormigón que reviste al alma está armado con barras longitudinales y cercos y/o mallas electrosoldadas,
- b) se cumplen los requisitos para la relación b_c/b dados en la tabla A30.5.2,
- c) el hormigón situado entre las alas se conecta con el alma de acuerdo con la figura A30.6.10, soldando los cercos al alma o por medio de barras de al menos $\phi 6\text{ mm}$. pasantes a través de huecos y/o con pernos de diámetro superior a 10 mm soldados al alma y
- d) la separación longitudinal de los pernos a cada lado del alma o de las barras pasantes a través de los huecos no es mayor de 400 mm . La distancia entre la cara interior de cada ala y la fila más cercana de conexiones al alma no es superior a 200 mm . Para secciones de acero con canto máximo no menor de 400 mm y dos o más filas de conexiones, podrán disponerse los pernos y/o las barras pasantes a través de los huecos al tresbolillo.

(3) Un alma de acero Clase 3 embebida en hormigón de acuerdo con el punto (2), podrá considerarse como un alma eficaz de la misma sección de Clase 2.

Tabla A30.5.2 Clasificación de alas de acero comprimidas para secciones parcialmente embebidas

  $0,8 \leq \frac{b_c}{b} \leq 1,0$	 Distribución de tensiones (compresiones positivas)	
Clase	Tipo	Límites
1	(1) laminada (2) armada	$c/t \leq 9\epsilon$
2		$c/t \leq 14\epsilon$
3		$c/t \leq 20\epsilon$

6 Estados Límite Últimos

6.1 Vigas

6.1.1 Vigas en edificación

(1) Las vigas mixtas se definen en el apartado 1.5.2. Las secciones típicas se muestran en la figura A30.6.1, bien con una losa maciza, o bien con una losa mixta. Las vigas parcialmente embebidas son aquéllas en las que el alma de la sección de acero está embebida en hormigón armado y se dispone conexión a rasante entre el hormigón y los componentes de acero.

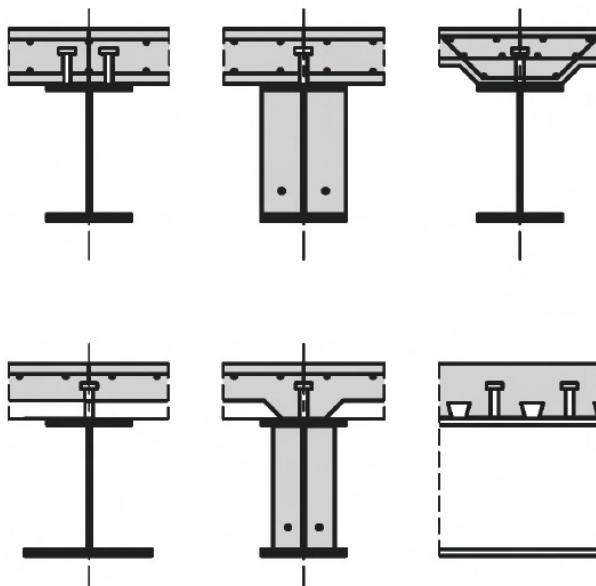


Figura A30.6.1 Secciones típicas de vigas mixtas

(2) Las resistencias de cálculo de las secciones mixtas a flexión y/o a cortante deberán determinarse de acuerdo con el apartado 6.2 para vigas mixtas con secciones de acero y con el apartado 6.3 para vigas mixtas parcialmente embebidas.

(3) Las vigas mixtas deberán comprobarse a:

- resistencia de las secciones críticas (apartados 6.2 y 6.3);
- resistencia a pandeo lateral por torsión (apartado 6.4)
- resistencia a abolladura (apartado 6.2.2.3) y a fuerzas transversales en las almas (apartado 6.5);
- resistencia a esfuerzo rasante (apartado 6.6).

(4) Las secciones críticas incluyen:

- secciones de máximo momento flector;
- apoyos;
- secciones sometidas a cargas concentradas o reacciones;
- zonas en las que haya cambios bruscos en la sección, distintos a los debidos a la fisuración del hormigón.

(5) Una sección con un cambio brusco deberá considerarse como una sección crítica cuando la relación entre el mayor y el menor momento resistente sea mayor que 1,2.

(6) Para la comprobación de la resistencia a rasante, la longitud crítica consiste en la longitud entre dos secciones críticas. Para este propósito, la sección crítica incluye también:

- extremos libres de los voladizos;
- en elementos de canto variable, secciones tales que la relación entre los momentos resistentes plásticos mayor y menor (bajo flexión en la misma dirección) para cualquier par adyacente de secciones no exceda de 1,5.

(7) Los conceptos “conexión total a rasante” y “conexión parcial a rasante” son aplicables únicamente a vigas a las que se aplique la teoría plástica para el cálculo de resistencias a flexión de secciones críticas. El vano de una viga, o voladizo, tendrá conexión total a rasante cuando el incremento en el número de conectadores no aumente el momento resistente de cálculo del elemento. En caso contrario, la conexión a rasante será parcial.

NOTA: Los límites a la utilización de conexión parcial a rasante se establecen en el apartado 6.6.1.2.

6.1.2 Ancho eficaz para la comprobación de secciones

(1) El ancho eficaz del ala de hormigón para la comprobación de la sección deberá determinarse de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 teniendo en cuenta la distribución del ancho eficaz entre las zonas de apoyos y centro de vano.

(2) Como simplificación en edificación, podrá suponerse un ancho eficaz constante en toda la zona de deflectores positivos de cada vano. Este valor podrá tomarse igual a $b_{eff,1}$ en el centro de vano. La misma hipótesis podrá aplicarse en toda la zona de deflectores negativos a ambos lados de los apoyos intermedios. Estos valores podrán tomarse como el valor $b_{eff,2}$ en los apoyos correspondientes.

6.2 Resistencias de las secciones transversales de vigas

6.2.1 Resistencia a flexión

6.2.1.1 Generalidades

- (1) La resistencia a flexión de cálculo deberá determinarse por la teoría rígido-plástica únicamente cuando la sección eficaz mixta sea Clase 1 o 2 y cuando no se utilice el pretensado con tendones.
- (2) Se podrán aplicar el análisis elástico y la teoría no lineal para determinar la resistencia a flexión de secciones de cualquier Clase.
- (3) Para el análisis elástico y la teoría no lineal, podrá suponerse que la sección mixta permanece plana si los conectadores y la armadura transversal están calculadas de acuerdo con el apartado 6.6, considerando distribuciones apropiadas de la fuerza rasante de cálculo.
- (4) La resistencia a tracción del hormigón deberá despreciarse.
- (5) Cuando la sección de acero de un elemento mixto sea curva en planta, los efectos de la curvatura deberán tenerse en cuenta.

6.2.1.2 Momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$ de una sección mixta

- (1) Para el cálculo de $M_{pl,Rd}$ pueden hacerse las siguientes hipótesis:
 - a) hay una adherencia perfecta entre el acero estructural, la armadura y el hormigón;
 - b) el área eficaz del elemento de acero estructural está sometida a una tensión igual a su límite elástico de cálculo f_{yd} a tracción o a compresión;
 - c) el área eficaz de la armadura longitudinal traccionada y comprimida está sometida a una tensión igual a su límite elástico de cálculo f_{sd} a tracción o a compresión. De forma alternativa, podrá despreciarse la armadura a compresión de una losa de hormigón;
 - d) el área eficaz del hormigón comprimido resiste una tensión de $0,85f_{cd}$, constante en todo el canto entre la fibra neutra plástica y la fibra más comprimida del hormigón, donde f_{cd} es la resistencia de cálculo a compresión del hormigón obtenida con probeta cilíndrica.

Las distribuciones típicas de tensiones plásticas se muestran en la figura A30.6.2.

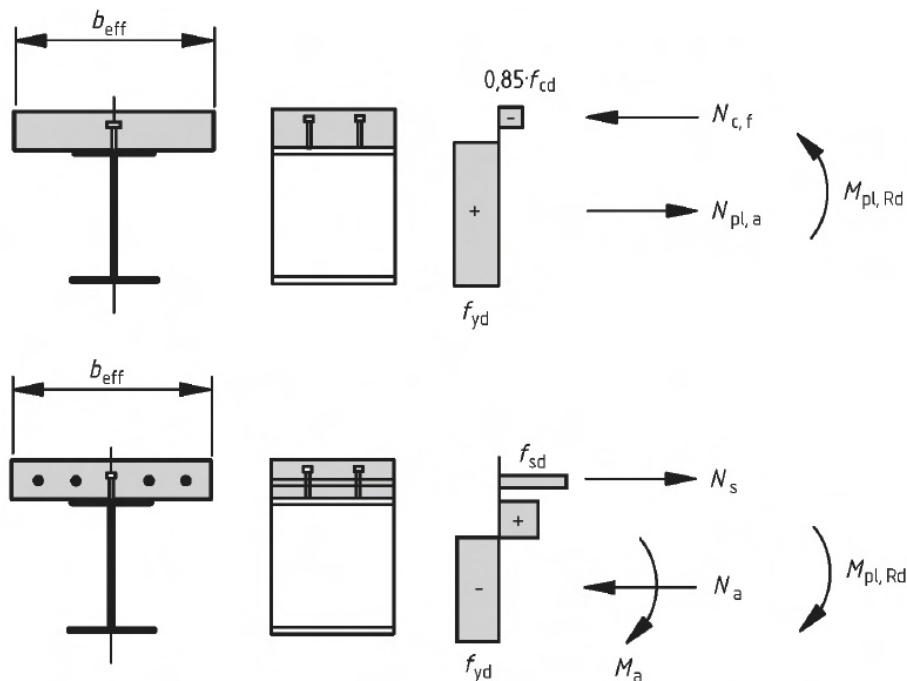


Figura A30.6.2 Ejemplos de distribuciones de tensiones plásticas para una viga mixta con losa maciza y conexión total a rasante en flexión positiva y negativa

- (2) Para secciones mixtas con acero estructural de tipo S420 o S460, cuando la distancia x_{pl} entre la fibra neutra plástica y la fibra extrema de la losa de hormigón comprimida supera el 15% del canto total h del elemento, el momento resistente de cálculo M_{Rd} deberá tomarse como $\beta M_{pl,Rd}$ donde β es el coeficiente de reducción dado en la figura A30.6.3. Para valores de x_{pl}/h superiores a 0,4, el momento resistente deberá determinarse según el apartado 6.2.1.4 o 6.2.1.5.
- (3) Cuando se aplique la teoría plástica y la armadura se encuentre traccionada, esta armadura deberá cumplir con el apartado 5.5.1(5).
- (4) En edificación, las chapas nervadas deberán despreciarse a compresión.
- (5) En edificación, toda chapa nervada traccionada dentro de la sección eficaz deberá suponerse trabajando con su límite elástico $f_{yp,d}$.

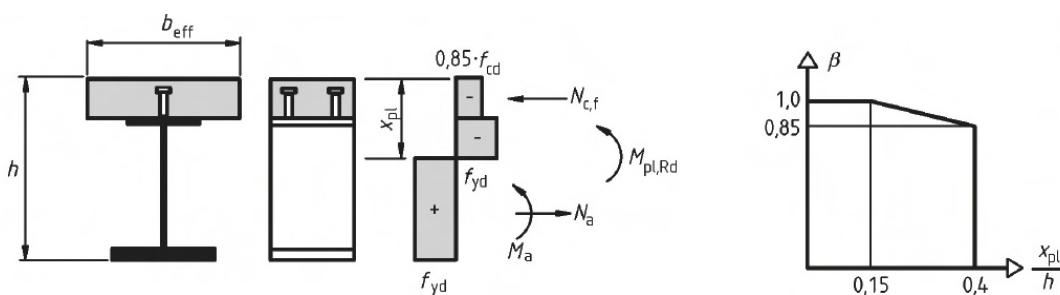


Figura A30.6.3 Coeficiente de reducción β para $M_{pl,Rd}$

6.2.1.3 Momento plástico resistente de secciones con conexiones parciales a rasante en edificación

(1) En zonas de flexión positiva de vigas mixtas en edificación, podrán utilizarse las conexiones parciales a cortante de acuerdo con los apartados 6.6.1 y 6.6.2.2.

(2) Salvo que se compruebe lo contrario, el momento plástico resistente en flexión negativa deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.1.2 y deberán disponerse los conectadores apropiados para asegurar la plastificación de la armadura a tracción.

(3) Cuando se utilicen conectadores dúctiles, el momento resistente de la sección crítica de la viga M_{Rd} podrá calcularse mediante la teoría rígido-plástica de acuerdo con el apartado 6.2.1.2, utilizando un valor reducido de la fuerza de compresión en el ala comprimida de hormigón N_c en lugar de la fuerza $N_{c,f}$ dada en el apartado 6.2.1.2(1)(d). La relación $\eta = N_c / N_{c,f}$ es el grado de conexión a rasante. La posición de la fibra neutra plástica en la losa de hormigón deberá determinarse con la nueva fuerza N_c , véase la figura A30.6.4. Hay una segunda fibra neutra plástica en la sección de acero que deberá utilizarse para la clasificación del alma.

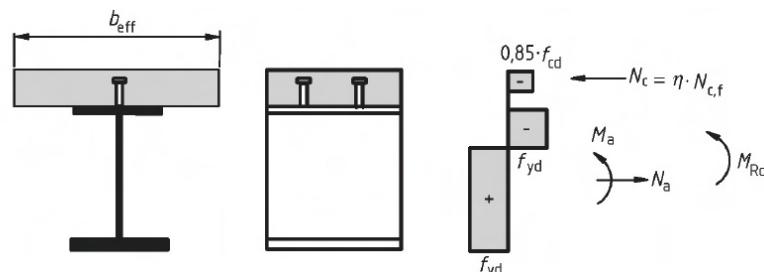


Figura A30.6.4 Distribución plástica de tensiones bajo momento positivo para conexión parcial a rasante

(4) La relación entre M_{Rd} y N_c en (3) se da cualitativamente por la curva convexa ABC en la figura A30.6.5 donde $M_{pl,a,Rd}$ y $M_{pl,Rd}$ son los momentos plásticos resistentes de cálculo para flexión positiva de la sección de acero estructural sola y de la sección mixta con conexión total a rasante, respectivamente.

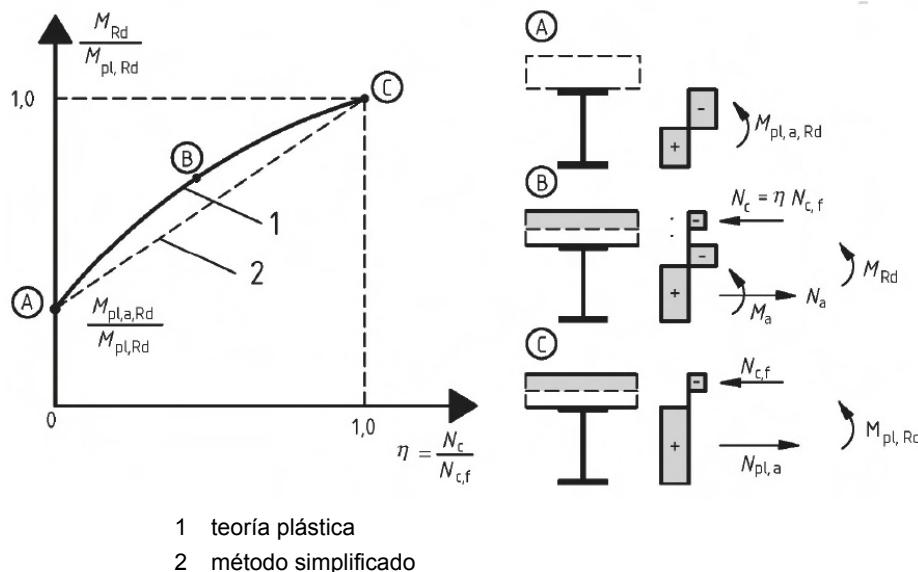


Figura A30.6.5 Relación entre M_{Rd} y N_c (para conectadores dúctiles)

(5) Para el método indicado en el punto (3), un valor conservador de M_{Rd} puede determinarse por la línea recta AC en la figura A30.6.5:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \frac{N_c}{N_{c,f}} \quad (6.1)$$

6.2.1.4 Resistencia a flexión no lineal

(1) Cuando el momento resistente de una sección mixta se determine por la teoría no lineal, deberá considerarse la relación tensión-deformación de los materiales.

(2) Deberá asumirse que la sección mixta permanece plana y que la deformación en la armadura pasiva, tanto a tracción como a compresión, es la misma que la deformación media del hormigón de alrededor.

(3) Las tensiones en el hormigón comprimido deberán calcularse a partir de las curvas tensión-deformación dadas en el apartado 3.1.7 del Anejo 19.

(4) Las tensiones en la armadura deberán calcularse con los diagramas bilineales dados en el apartado 3.2.7 del Anejo 19.

(5) Las tensiones en el acero estructural comprimido o traccionado deberán calcularse con el diagrama bilineal dado en el apartado 5.4.3(4) del Anejo 22 y deberán considerar los efectos del proceso constructivo (por ejemplo, apeado o no apeado).

(6) Para secciones mixtas Clase 1 o 2 con ala de hormigón comprimida, la resistencia no lineal a flexión M_{Rd} podrá determinarse en función de la fuerza de compresión en el hormigón N_c utilizando las expresiones simplificadas (6.2) y (6.3), como muestra la figura A30.6.6:

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{para } N_c \leq N_{c,el} \quad (6.2)$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{para } N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f} \quad (6.3)$$

con

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed} \quad (6.4)$$

donde:

$M_{a,Ed}$ es el momento flector de cálculo aplicado a la sección de acero estructural antes del comportamiento mixto

$M_{c,Ed}$ es la parte del momento flector de cálculo aplicado a la sección mixta

k es el coeficiente mínimo para que se alcance el límite de tensiones indicado en el apartado 6.2.1.5(2); cuando se construya sin apeos provisionales, el proceso constructivo deberá tenerse en cuenta

$N_{c,el}$ es la fuerza de compresión en el ala de hormigón correspondiente al momento $M_{el,Rd}$.

Para secciones en las que sea de aplicación el apartado 6.2.1.2(2), deberá utilizarse el valor reducido $\beta M_{pl,Rd}$ en vez de $M_{pl,Rd}$ en la expresión (6.3) y en la figura A30.6.6.

(7) En edificación, la determinación de $M_{el,Rd}$ podrá simplificarse aplicando el apartado 5.4.2.2(11).

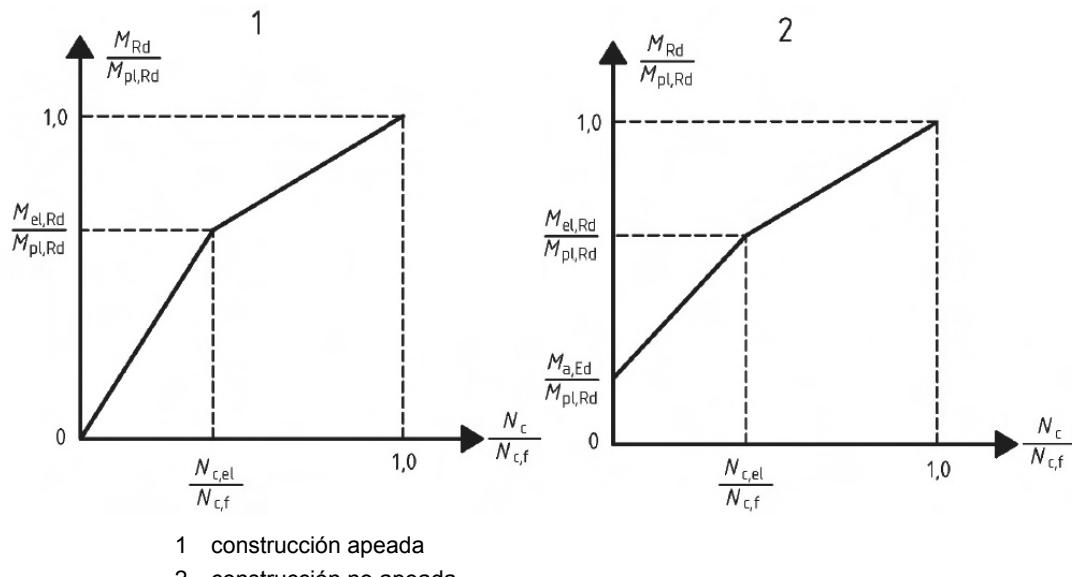


Figura A30.6.6 Relación simplificada entre M_{Rd} y N_c para secciones con la losa de hormigón comprimida

6.2.1.5 Resistencia elástica a flexión

(1) Las tensiones deberán calcularse por la teoría elástica, utilizando un ancho eficaz del ala de hormigón de acuerdo con el apartado 6.1.2. Para secciones Clase 4, la sección eficaz de acero estructural deberá calcularse de acuerdo con el apartado 4.3 del Anejo 25.

(2) En el cálculo de la resistencia elástica a flexión basado en la sección eficaz, las tensiones limitantes deberán tomarse como:

- f_{cd} en el hormigón comprimido,
- f_{yd} en el acero estructural traccionado o comprimido,
- f_{sd} en la armadura pasiva traccionada o comprimida. De forma alternativa, la armadura comprimida en la losa de hormigón podrá despreciarse.

(3) Las tensiones debidas a las acciones actuando únicamente sobre el acero estructural deberán añadirse a las tensiones debidas a las acciones actuantes sobre el elemento mixto.

(4) Salvo que se aplique un método más preciso, el efecto de la fluencia deberá considerarse mediante el coeficiente de homogeneización de acuerdo con el apartado 5.4.2.2.

(5) En secciones con hormigón traccionado y que se supone fisurado, las tensiones debidas a los efectos isostáticos de la retracción podrán despreciarse.

6.2.2 Resistencia a cortante

6.2.2.1 Alcance

(1) El apartado 6.2.2 se aplica a vigas mixtas con elementos de acero laminados o armados de alma llena, que pueden estar rigidizados.

6.2.2.2 Resistencia plástica a cortante

(1) La resistencia a cortante $V_{pl,Rd}$ deberá tomarse como la resistencia de la sección de acero estructural $V_{pl,a,Rd}$, salvo que se establezca el valor de contribución de la parte de hormigón de la viga.

(2) La resistencia plástica de cálculo a cortante $V_{pl,a,Rd}$ de la sección de acero estructural deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.6 del Anejo 22.

6.2.2.3 Resistencia a abolladura por cortante

(1) La resistencia a abolladura por cortante $V_{b,Rd}$ del alma de acero no embebida deberá determinarse de acuerdo con el apartado 5 del Anejo 25.

(2) No deberá considerarse la contribución de la losa de hormigón, salvo que se apliquen métodos más precisos que el del apartado 5 del Anejo 25 y que la conexión a rasante se calcule para la fuerza vertical correspondiente.

6.2.2.4 Flexión y cortante

(1) Cuando el esfuerzo cortante de cálculo V_{Ed} sea superior a la mitad de la resistencia a cortante V_{Rd} dada por el menor de los valores: $V_{pl,Rd}$ del apartado 6.2.2.2 o por $V_{b,Rd}$ del apartado 6.2.2.3, deberá considerarse su efecto sobre el momento resistente.

(2) Para secciones de Clase 1 o 2, puede tenerse en cuenta la influencia del cortante en la resistencia a flexión mediante una resistencia de cálculo reducida del acero $(1 - \rho)f_{yd}$ en el área de cortante, como se muestra en la figura A30.6.7 donde:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 \quad (6.5)$$

y V_{Rd} es la resistencia a cortante, determinada de acuerdo con el apartado 6.2.2.2 o 6.2.2.3.

(3) Para secciones transversales en Clases 3 y 4, es aplicable el apartado 7.1 del Anejo 25 del Código Estructural utilizando M_{ed} , el momento flector total en la sección considerada, y tanto $M_{pl,Rd}$ como $M_{f,Rd}$ para las sección mixta.

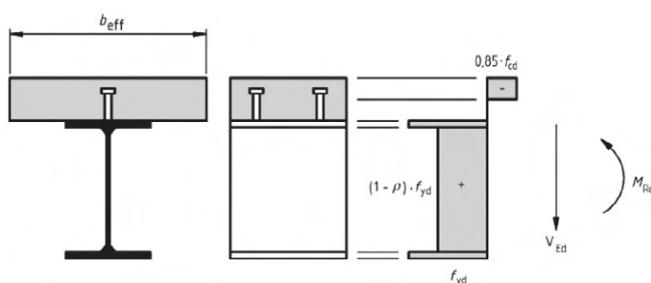


Figura A30.6.7 Distribución plástica de tensiones modificada por el efecto del cortante

6.3 Resistencia de las secciones de vigas parcialmente embebidas en edificación

6.3.1 Alcance

(1) Las vigas parcialmente embebidas se definen en el apartado 6.1.1(1). Una losa de hormigón o mixta puede formar parte también de la sección eficaz de una viga mixta, siempre que esté unida a una sección de acero por una conexión a rasante de acuerdo con el apartado 6.6. Las secciones típicas se muestran en la figura A30.6.8.

(2) Se aplica el apartado 6.3 a secciones Clase 1 o 2 parcialmente embebidas, siempre que d/t_w no sea mayor que 124ϵ .

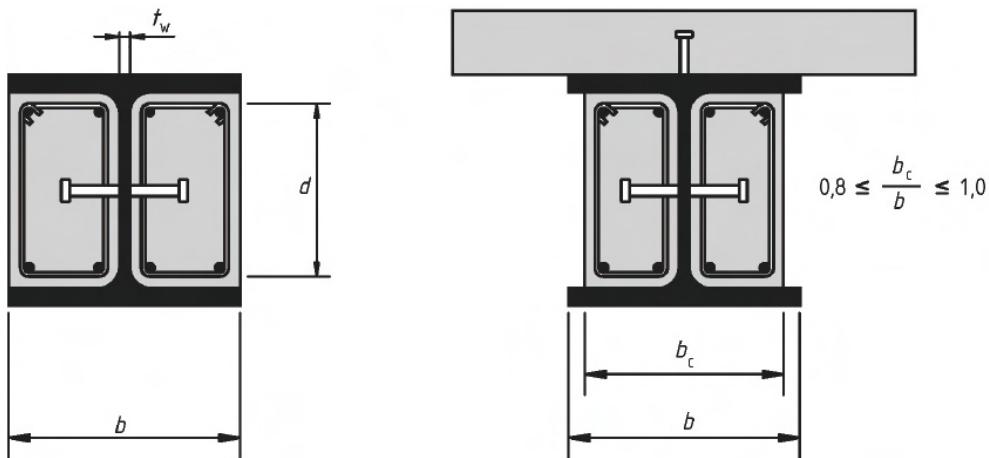


Figura A30.6.8 Secciones transversales típicas de vigas parcialmente embebidas

(3) Serán de aplicación todas las disposiciones de este anexo, salvo que se establezcan reglas diferentes en el apartado 6.3.

6.3.2 Resistencia a flexión

(1) Deberán disponerse conexiones totales a cortante entre la sección de acero estructural y el hormigón que reviste el alma de acuerdo con el apartado 6.6.

(2) El momento resistente de cálculo podrá determinarse por la teoría plástica. La armadura comprimida del hormigón de revestimiento podrá despreciarse. En la figura A30.6.9 se muestran algunos ejemplos de distribuciones plásticas típicas de tensiones.

(3) Podrán utilizarse conexiones parciales a rasante para fuerzas de compresión en cualquier losa de hormigón o mixta que forme parte de la sección eficaz.

(4) Cuando se utilicen conexiones parciales a rasante con conectadores dúctiles, el momento plástico resistente de la viga deberá calcularse de acuerdo con los apartados 6.3.2(2) y 6.2.1.2(1), salvo que se utilice un valor reducido de la fuerza de compresión en la losa de hormigón mixta N_c como en los apartados 6.2.1.3(3), (4) y (5).

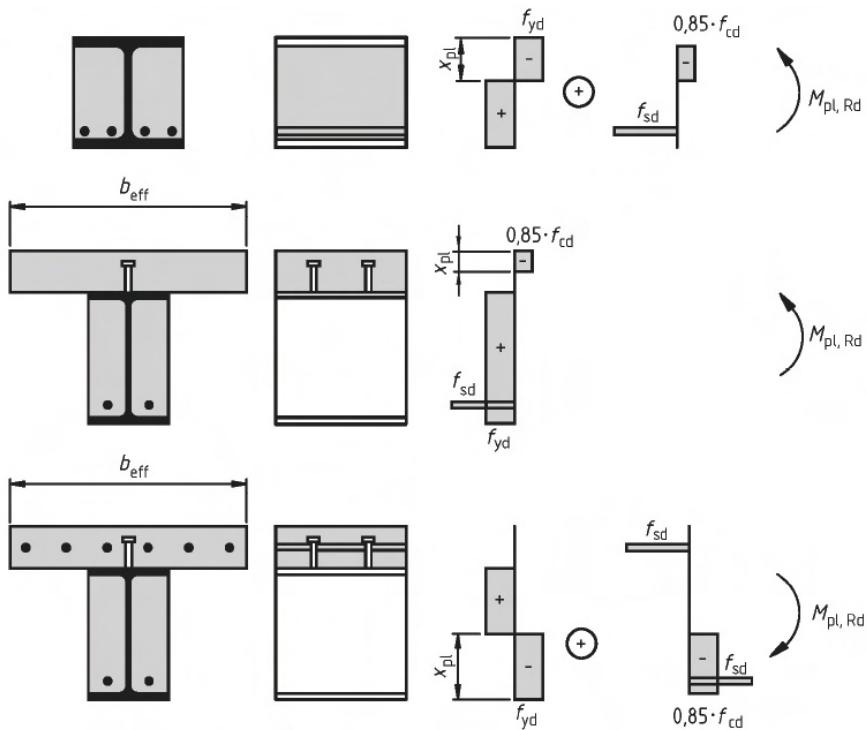


Figura A30.6.9 Ejemplos de distribuciones plásticas de tensiones en secciones eficaces

6.3.3 Resistencia a cortante

- (1) La resistencia a cortante de cálculo del acero estructural $V_{pl,a,Rd}$ deberá determinarse por la teoría plástica de acuerdo con el apartado 6.2.2.2(2).
- (2) La contribución a cortante del revestimiento del alma podrá considerarse para la determinación de la resistencia a cortante de cálculo de la sección si los cercos se disponen de acuerdo con la figura A30.6.10. Deberá disponerse la apropiada conexión a rasante entre el revestimiento y la sección de acero estructural. Si los cercos del revestimiento están abiertos, deberán unirse al alma mediante soldaduras a tope. En caso contrario, deberá despreciarse la contribución a cortante de la armadura pasiva.
- (3) Salvo que se realice un análisis más preciso, la distribución del cortante total V_{Ed} entre $V_{a,Ed}$ y $V_{c,Ed}$, actuando en la sección de acero y en el revestimiento de hormigón armado del alma respectivamente, podrá asumirse que es en la misma proporción que la contribución de la sección de acero y el revestimiento de hormigón al momento resistente $M_{pl,Rd}$.
- (4) La resistencia a cortante del revestimiento del alma deberá considerar la fisuración del hormigón y comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2 del Anejo 19 y el resto de requisitos pertinentes de ese anexo.

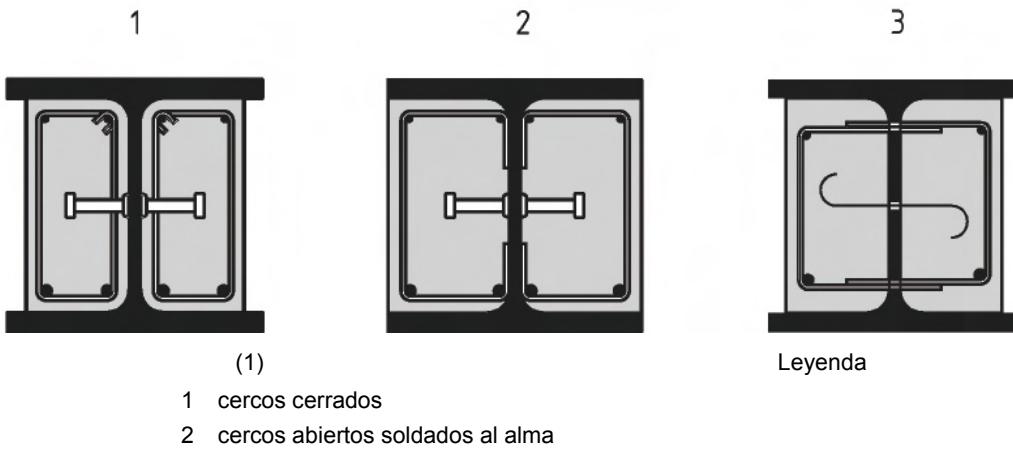


Figura A30.6.10 Disposición de los cercos

6.3.4 Flexión y cortante

(1) Cuando el esfuerzo cortante de cálculo $V_{a,Ed}$ exceda la mitad de la resistencia plástica de cálculo $V_{pl,a,Rd}$ de la sección de acero estructural a cortante, deberá considerarse su efecto en el momento resistente.

(2) La influencia del cortante en la resistencia a flexión podrá expresarse como indica el apartado 6.2.2.4(2) con la siguiente modificación. En la expresión (6.5), la relación $V_{Ed}/V_{pl,Rd}$ se sustituirá por $V_{a,Ed}/V_{pl,a,Rd}$ para calcular la resistencia reducida de cálculo del acero en el área de cortante de la sección de acero estructural. A continuación, el momento plástico resistente reducido de cálculo M_{Rd} deberá calcularse de acuerdo con el apartado 6.3.2.

6.4 Pandeo lateral por torsión en vigas mixtas

6.4.1 Generalidades

(1) Un ala de acero unida a una losa de hormigón o mixta por conectadores, de acuerdo con 6.6, se podrá suponer lateralmente estable, siempre que se evite la inestabilidad lateral de la losa de hormigón.

(2) Cualquier otra ala de acero comprimida deberá comprobarse a estabilidad lateral.

(3) Los métodos establecidos en los apartados 6.3.2.1 a 6.3.2.3 del Anejo 22 y, de forma más general, en el apartado 6.3.4, serán de aplicación a la sección de acero en base a los esfuerzos de la sección mixta, considerando los efectos del proceso constructivo de acuerdo con el apartado 5.4.2.4. Podrá considerarse la coacción lateral y elástica por torsión a nivel de la conexión a rasante con la losa de hormigón.

(4) Para vigas mixtas en edificación con secciones Clase 1, 2 o 3 y sección de acero estructural constante, se podrá aplicar el método establecido en el apartado 6.4.2.

6.4.2 Comprobación a pandeo lateral por torsión de vigas mixtas continuas con secciones Clase 1, 2 o 3 en edificación

(1) El momento resistente a pandeo de una viga mixta continua no coaccionada lateralmente (o de una viga en un pórtico mixto en toda su longitud) con sección Clase 1, 2 o 3 y sección de acero estructural de canto constante deberá tomarse como:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (6.6)$$

donde:

χ_{LT} es el coeficiente de reducción por pandeo lateral por torsión dependiente de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}_{LT}$

M_{Rd} es el momento resistente de cálculo a flexión negativa en el apoyo interior correspondiente (o unión viga-pilar).

Los valores del coeficiente de reducción χ_{LT} podrán obtenerse de los apartados 6.3.2.2 o 6.3.2.3 del Anejo 22.

(2) Para secciones de Clase 1 o 2, M_{Rd} deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.1.2 para una viga cuya resistencia a flexión se base en la teoría plástica, o con el apartado 6.2.1.4 para una viga cuya resistencia a flexión se base en una teoría no lineal, o con el apartado 6.3.2 para una viga parcialmente embebida, con f_{yd} calculado con el coeficiente parcial de seguridad γ_{M1} dado en el apartado 6.1(1) del Anejo 22.

(3) Para secciones Clase 3, M_{Rd} deberá determinarse mediante la expresión (6.4), pero el momento flector negativo de cálculo será el más pequeño entre los que produzcan una tensión de tracción f_{sd} en la armadura o una tensión de compresión f_{yd} en la fibra inferior de la sección de acero; f_{yd} deberá determinarse con el coeficiente parcial de seguridad γ_{M1} dado en el apartado 6.1(1) del Anejo 22.

(4) La esbeltez relativa $\bar{\lambda}_{LT}$ podrá calcularse como:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (6.7)$$

donde:

M_{Rk} es el momento resistente de la sección mixta utilizando los valores característicos de las propiedades de los materiales

M_{cr} es el momento crítico elástico de pandeo lateral determinado en el apoyo interior del vano donde el momento flector negativo es máximo.

(5) Cuando la misma losa esté unida a uno o más elementos metálicos de apoyo aproximadamente paralelos a la viga mixta considerada y se satisfagan las condiciones del apartado 6.4.3(c), (e) y (f), el cálculo para el momento crítico elástico M_{cr} podrá basarse en el modelo del “pórtico continuo en U invertida”. Como muestra la figura A30.6.11, este modelo tiene en cuenta el desplazamiento lateral del ala inferior que produce flexión del alma de acero y la rotación del ala superior que se resiste por la flexión de la losa.

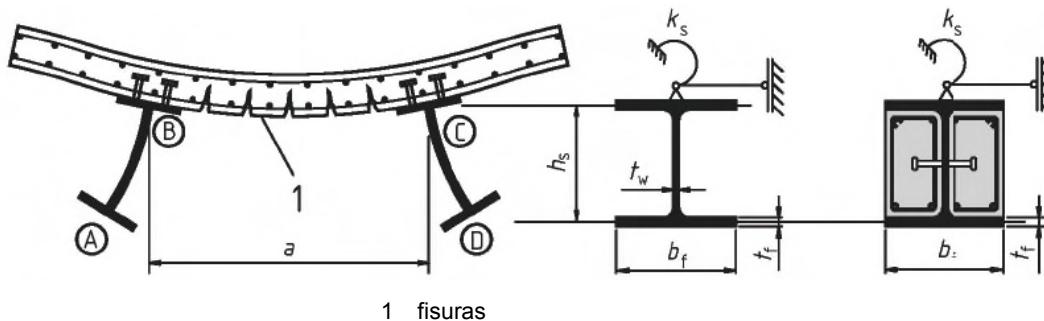


Figura A30.6.11 Pórtico ABCD en U invertida resistiendo pandeo lateral por torsión

(6) Al nivel del ala de acero superior, podrá adoptarse una rigidez al giro por unidad de longitud de la viga de acero, k_s , para representar el modelo de pórtico en U como una viga aislada;

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (6.8)$$

donde:

k_1 es la rigidez a flexión fisurada de la losa de hormigón mixta en la dirección perpendicular a la viga de acero, que se podrá tomar como:

$$k_1 = \alpha(EI)_2/a \quad (6.9)$$

a es la separación entre vigas paralelas

$(EI)_2$ es la rigidez a flexión fisurada por unidad de ancho de la losa de hormigón o mixta, tomada como el más bajo entre el valor en centro de vano para momento positivo y el valor en la sección de apoyo de acero para momento negativo

k_2 es la rigidez a flexión del alma de acero, tomada como:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1-\nu_a^2)h_s} \quad (6.10)$$

para una viga de acero no embebida,

donde:

ν_a es el módulo de Poisson para el acero estructural y h_s y t_w se definen en la figura A30.6.11.

(7) Para una viga de acero parcialmente embebida de acuerdo con el apartado 5.5.3(2), la rigidez a flexión k_2 podrá tener en cuenta el revestimiento, pudiendo obtenerse como:

$$k_2 = \frac{E_a t_w b_c^2}{16h_s(1+\frac{4nt_w}{b_c})} \quad (6.11)$$

donde:

n es el coeficiente de homogeneización para acciones a largo plazo de acuerdo con el apartado 5.4.2.2, y

b_c es el ancho del revestimiento de hormigón, véase la figura A30.6.8.

(8) En el modelo de pórtico en U, el efecto favorable de la rigidez torsional de St. Venant $G_a I_{at}$ de la sección de acero podrá tenerse en cuenta para el cálculo del M_{cr} .

(9) Para vigas de acero parcialmente embebidas, armadas con cercos abiertos unidos al alma o con cercos cerrados, la rigidez a torsión del revestimiento podrá añadirse al valor de $G_a I_{at}$ de la sección de acero. Esta rigidez a torsión adicional podrá tomarse como $G_c I_{ct}/10$, donde G_c es el módulo de rigidez transversal del hormigón, que podrá tomarse como $0,3E_a/n$ (donde n es el coeficiente de homogeneización a largo plazo), y I_{ct} es el módulo de torsión de St. Venant del revestimiento, suponiéndolo no fisurado y con un ancho igual a la anchura total del revestimiento.

6.4.3 Comprobación simplificada sin cálculo directo en edificación

(1) Una viga continua (o una viga en un pórtico mixto en toda su longitud) con sección Clase 1, 2 o 3 podrá calcularse sin arriostramientos laterales adicionales cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- La luz de los vanos adyacentes no difieran en más de un 20% de la del vano más corto. Cuando sea un voladizo, que su longitud no supere el 15% de la luz del vano adyacente,
- la carga en cada vano esté distribuida uniformemente y las cargas permanentes de cálculo no superen el 40% de la carga total de cálculo,

- c) el ala superior del elemento de acero esté unida a la losa de hormigón armado o losa mixta por conectadores de acuerdo con el apartado 6.6,
- d) la misma losa esté unida a otro elemento de apoyo aproximadamente paralelo a la viga mixta en cuestión, formando un pórtico en U invertida como muestra la figura A30.6.11,
- e) si la losa es mixta, que ésta flecte entre los dos elementos del pórtico en U considerado,
- f) en cada apoyo del elemento de acero, su ala inferior se arriostrará lateralmente y su alma estará rigidizada. En cualquier otro punto, el alma podrá no estar rigidizada,
- g) si el elemento metálico es un perfil IPE o HE no embebido o embebido parcialmente, que su canto h no supere el límite dado en la tabla A30.6.1,
- h) si el elemento de acero está parcialmente embebido en hormigón de acuerdo con el apartado 5.5.3(2), que su canto h no supere el límite dado en la tabla A30.6.1 en más de 200 mm para tipos de acero hasta S355 ni en más de 150 mm para tipos S420 y S460.

Tabla A30.6.1 Canto máximo h (mm) para elementos de acero no embebidos para los que se aplica el apartado 6.4.3

Perfil de acero	Tipo de acero			
	S 235	S 275	S355	S420 y S460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

6.5 Esfuerzos transversales en almas

6.5.1 Generalidades

- (1) Las reglas establecidas en el apartado 6 del Anejo 25 para determinar la resistencia de cálculo de las almas, rigidizadas o no rigidizadas frente a esfuerzos transversales aplicados a través de las alas son aplicables al ala de acero no mixta de una sección mixta y a la parte adyacente del alma.
- (2) Si la fuerza transversal actúa en combinación con los esfuerzos flector y axil, la resistencia debe comprobarse de acuerdo con el apartado 7.2 del Anejo 25.
- (3) En edificación, en un apoyo intermedio de una viga dimensionada usando un área eficaz del alma en Clase 2, de acuerdo con el apartado 5.5.2(3), deberá disponerse de una rigidización transversal salvo que se compruebe que el alma no rigidizada tiene suficiente resistencia a aplastamiento y a pandeo.

6.5.2 Pandeo inducido del alma por las alas

- (1) El apartado 8 del Anejo 25 es de aplicación siempre que el área A_{fc} se tome igual a la menor de las dos áreas siguientes: el área del ala de acero no mixta y el área homogeneizada del ala de mixta empleando el coeficiente de homogeneización para edades de carga tempranas.

6.6 Conexiones a rasante

6.6.1 Generalidades

6.6.1.1 Bases de cálculo

- (1) Se aplica el apartado 6.6 a vigas mixtas y, según proceda, a otros tipos de elementos mixtos.
- (2) Deberá disponerse conexión a rasante y armadura pasiva transversal de forma que transmitan el esfuerzo rasante entre el hormigón y el elemento de acero estructural, despreciando el efecto de la adherencia natural entre ambos.
- (3) Los conectadores deben tener la capacidad de deformación suficiente para justificar cualquier redistribución inelástica del rasante supuesta en el cálculo.
- (4) Los conectadores dúctiles son aquellos que tienen una capacidad de deformación suficiente para justificar la hipótesis de un comportamiento plástico ideal de la conexión a rasante en la estructura considerada.

(5) Un conectador puede considerarse dúctil si su capacidad característica de deslizamiento δ_{uk} es, al menos, de 6 mm.

NOTA: En el Apéndice B, se recoge un método de evaluación de δ_{uk} .

(6) Cuando se utilicen dos o más tipos distintos de conexiones a rasante en un mismo vano de una viga, debe tenerse en cuenta cualquier diferencia significativa en sus propiedades de carga-deslizamiento.

(7) Los conectadores deben ser capaces de evitar la separación del elemento de hormigón del elemento de acero, salvo que esta separación se evite por otros medios.

(8) Para evitar la separación de la losa de hormigón, los conectadores deben calcularse para resistir una tracción última nominal, perpendicular al plano del ala de acero, de al menos 0,1 veces la resistencia última de cálculo a cortante de los conectadores. Si es necesario, se podrán complementar con dispositivos de anclaje.

(9) Puede suponerse, de acuerdo con el apartado 6.6.5.7, que los pernos conectadores proporcionan la suficiente resistencia a levantamiento, salvo que la conexión a rasante esté sometida a tracción directa.

(10) Debe evitarse el fallo a rasante y la rotura de la losa de hormigón producido por esfuerzos concentrados introducidos por los conectadores.

(11) Si la disposición constructiva de los conectadores es acorde con las disposiciones correspondientes del apartado 6.6.5 y la armadura transversal es acorde con el apartado 6.6.6, puede suponerse que se cumple el apartado 6.6.1.1(10).

(12) Cuando se aplique un método de conexión para transmitir el rasante entre el elemento de acero y de hormigón, distinto de los conectadores incluidos en 6.6, el comportamiento considerado en el proyecto debe estar basado en ensayos y complementado por un modelo conceptual. Siempre que sea posible, el cálculo del elemento mixto debe ajustarse al cálculo de un elemento similar que emplee conectadores como los incluidos en el apartado 6.6.

(13) En edificación, el número de conectadores deberá ser al menos igual al esfuerzo rasante de cálculo total para el Estado Límite Último, determinado de acuerdo con el apartado 6.6.2, dividido por la resistencia de cálculo de un conectador P_{Rd} . Para los pernos conectadores la resistencia de cálculo deberá determinarse de acuerdo con los apartados 6.6.3 o 6.6.4, según proceda.

(14) En edificación podrán utilizarse conexiones parciales a rasante para las vigas, si todas las secciones son Clase 1 o 2. El número de conectadores deberá entonces determinarse por una teoría de conexiones parciales teniendo en cuenta la capacidad de deformación de los conectadores.

6.6.1.2 Limitación en la utilización de conexiones parciales a rasante en vigas en edificación

(1) Los pernos cuya longitud total tras la soldadura sea no menor que 4 veces su diámetro y cuyo vástago tenga un diámetro nominal no menor que 16 mm y no mayor que 25 mm, podrán considerarse como dúctiles en los siguientes límites para el grado de conexión a rasante, definidos por la relación $\eta = n/n_f$.

Para secciones de acero con alas iguales:

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03L_e), \quad \eta \geq 0,4 \quad (6.12)$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1 \quad (6.13)$$

Para secciones de acero con ala inferior de área igual a tres veces el área del ala superior:

$$L_e \leq 20: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,30 - 0,015L_e), \quad \eta \geq 0,4 \quad (6.14)$$

$$L_e > 20: \quad \eta \geq 1 \quad (6.15)$$

donde:

L_e es la distancia en metros en flexión positiva entre puntos de momento nulo; para vigas continuas típicas, L_e podrá tomarse como muestra la figura A30.5.1

n_f es el número de conectadores necesarios para una conexión total a rasante para esa longitud de viga de acuerdo con los apartados 6.6.1.1(13) y 6.6.2.2(2)

n es el número de conectadores dispuestos en la misma longitud.

(2) Para secciones de acero en las que el área del ala inferior es mayor que la del ala superior, pero no más de tres veces, el límite de η podrá determinarse de las expresiones (6.12) a (6.15) por interpolación lineal.

(3) Los pernos conectadores podrán considerarse dúctiles en un rango mayor de luces que las dadas en el punto (1) cuando:

- los pernos tengan una longitud total tras la soldadura no menor que 76 mm y un vástago de diámetro nominal de 19 mm,
- el perfil de acero sea I o H laminado o soldado con alas iguales,
- la losa de hormigón sea mixta con chapa de acero nervada perpendicular a la viga y los nervios de hormigón continuos sobre ésta,
- haya un perno por nervio de la chapa, o centrado en la nervio o alternados a los lados izquierdo y derecho de los nervios a lo largo de la longitud del vano,
- para la chapa nervada se cumpla que $b_0/h_p \geq 2$ y $h_p \leq 60$ mm, con la notación indicada en la figura A30.6.13 y
- la fuerza N_c sea calculada de acuerdo con el método simplificado dado en la figura A30.6.5.

Cuando estas condiciones se cumplan, la relación η deberá cumplir:

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (1,0 - 0,04L_e) \quad \eta \geq 0,4 \quad (6.16)$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1 \quad (6.17)$$

NOTA: Los requisitos del apartado 6.6.1.2 se han obtenido para separaciones uniformes entre conectadores.

6.6.1.3 Separación entre los conectadores en vigas para edificación

(1) Los conectadores deberán separarse a lo largo de la viga de modo que transmitan el esfuerzo rasante y eviten la separación entre hormigón y acero, considerando una distribución apropiada de los esfuerzos rasantes de cálculo.

(2) En voladizos y zonas de momento negativo de vigas continuas, la armadura traccionada deberá adaptarse a la separación de los conectadores y deberá anclarse adecuadamente.

(3) Los conectadores dúctiles podrán separarse uniformemente a lo largo de la longitud entre secciones críticas adyacentes definidas en el apartado 6.1.1, siempre que:

- toda sección crítica en el vano en cuestión sea de Clase 1 o 2,
- η cumpla el límite dado en el apartado 6.6.1.2, y
- el momento resistente plástico de la sección mixta no supere en 2,5 veces el momento resistente plástico del perfil de acero.

(4) Si el momento resistente plástico supera en 2,5 veces el momento resistente plástico del perfil de acero, deberán hacerse comprobaciones adicionales para la adecuación de la conexión a rasante, aproximadamente en los puntos intermedios entre las secciones críticas adyacentes.

(5) El número requerido de conectadores podrá distribuirse entre los puntos de máximo momento positivo y un apoyo adyacente o punto de máximo momento negativo, conforme al rasante calculado por la teoría elástica de las cargas consideradas. Cuando se hace esto, no serán necesarias más comprobaciones adicionales de la idoneidad de la conexión a rasante.

6.6.2 Esfuerzo rasante en vigas de edificación

6.6.2.1 Vigas en las que se utiliza la teoría elástica o no lineal para la resistencia de una o más secciones transversales

(1) Si se aplica la teoría no lineal o elástica a las secciones transversales, el esfuerzo rasante deberá determinarse de acuerdo con los apartados 6.2.1.4 o 6.2.1.5, respectivamente.

6.6.2.2 Vigas en las que se utiliza la teoría plástica para la resistencia de las secciones transversales

(1) El rasante total de cálculo deberá determinarse conforme a la resistencia a flexión de cálculo, teniendo en cuenta las diferencias en los esfuerzos axiles en el hormigón o en el acero estructural entre los extremos de la longitud crítica.

(2) Para conexiones totales a rasante, deberán seguirse los apartados 6.2.1.2 o 6.3.2, según proceda.

(3) Para conexiones parciales a rasante, deberán seguirse los apartados 6.2.1.3 o 6.3.2, según proceda.

6.6.3 Pernos conectadores en las losas macizas y el hormigón de revestimiento

6.6.3.1 Resistencia de cálculo

(1) La resistencia a cortante de cálculo de un perno con soldadura automática de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 14555 deberá determinarse como el menor valor entre:

$$P_{Rd} = \frac{0,8f_u\pi d^2/4}{\gamma_v} \quad (6.18)$$

O:

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2\sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (6.19)$$

con:

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{para } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \quad (6.20)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{para } h_{sc}/d > 4 \quad (6.21)$$

donde:

- γ_v es el coeficiente parcial de seguridad, cuyo valor será 1,25
 d es el diámetro del vástago del perno, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$
 f_u es la resistencia a tracción última específica del material del perno pero no superior a 500 N/mm^2
 f_{ck} es la resistencia a compresión cilíndrica característica del hormigón a la edad considerada, de densidad no inferior a 1.750 kg/m^3
 h_{sc} es la altura nominal total del perno.

(2) Los anillos de soldadura deberán cumplir con los requisitos establecidos en la norma UNE-EN ISO 13918.

(3) Cuando los pernos estén dispuestos de tal forma que puedan aparecer fuerzas de rotura en la dirección del espesor de la losa, el punto (1) no es de aplicación.

6.6.3.2 Influencia de la tracción en la resistencia a rasante

- (1) Cuando los pernos conectadores se encuentren sometidos a esfuerzos de tracción además del rasante, deberá calcularse la fuerza a tracción de cálculo por cada perno, F_{ten} .
- (2) Si $F_{ten} \leq 0,1P_{Rd}$, siendo P_{Rd} es la resistencia a cortante de cálculo definida en 6.6.3.1, el esfuerzo a tracción podrá despreciarse.
- (3) Si $F_{ten} > 0,1P_{Rd}$, la conexión no entra en el alcance de este Código Estructural.

6.6.4 Resistencia de cálculo de los pernos utilizados con chapas nervadas en edificación

6.6.4.1 Chapas nervadas paralelas a las vigas de apoyo

- (1) Los pernos se disponen en la región de hormigón con forma de nervios, véase la figura A30.6.12. Cuando la chapa sea continua en toda la viga, el ancho del nervio b_0 será igual a la anchura de la corruga como indica la figura A30.9.2. Cuando la chapa no sea continua, b_0 se definirá de forma similar como indica la figura A30.6.12. El canto del nervio deberá tomarse como h_p , el canto total de la chapa excluyendo el canto del nervio.

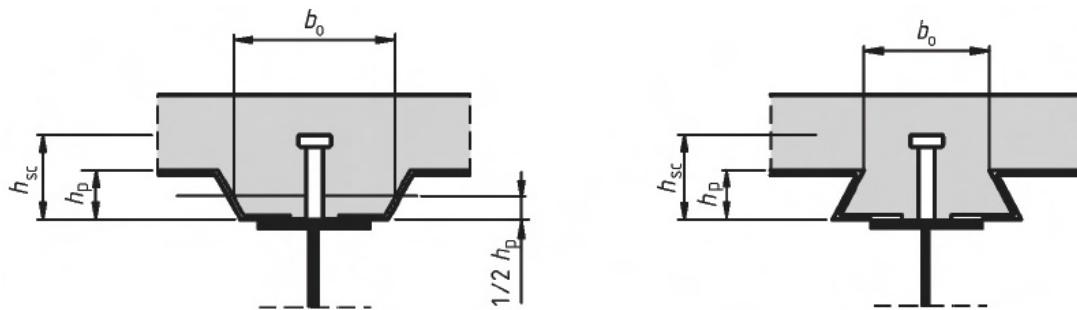


Figura A30.6.12 Viga con chapa nervada paralela a la viga

- (2) La resistencia a rasante de cálculo deberá tomarse como la resistencia en una losa maciza, véase el apartado 6.6.3.1, multiplicada por un coeficiente de reducción k_l dado por la siguiente expresión:

$$k_l = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (6.22)$$

donde:

h_{sc} es la altura total del perno, pero no superior a $h_p + 75\text{ mm}$.

- (3) Cuando la chapa no sea continua en toda la viga, y no se ancle apropiadamente a la viga, esta cara del nervio y su armadura deberá cumplir con el apartado 6.6.5.4.

6.6.4.2 Chapas nervadas transversales a las vigas de apoyo

- (1) Siempre que se cumplan las condiciones dadas en (2) y (3), la resistencia a rasante de cálculo deberá tomarse como la resistencia en una losa maciza, calculada como establece el apartado 6.6.3.1 (salvo que f_u no supere los 450 N/mm^2) multiplicado por el coeficiente de reducción k_t dado por:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (6.23)$$

donde:

n_r es el número de pernos conectadores en un nervio en la intersección de una viga, no más de dos en total; el resto de los símbolos se definen en la figura A30.6.13.

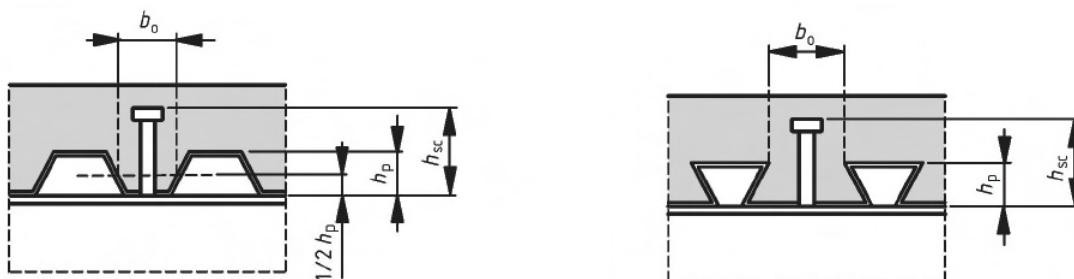


Figura A30.6.13 Viga con chapa de acero perfilado transversal a la viga

- (2) El coeficiente k_t no deberá tomarse mayor que el valor correspondiente de $k_{t,max}$ indicado en la tabla A30.6.2.

- (3) Los valores para k_t dados en (1) y (2) son de aplicación siempre que:

- los conectadores se dispongan en los nervios con una altura h_p no superior a 85 mm y con una anchura b_0 no menor que h_p , y

- para soldaduras que atraviesen la chapa nervada, el diámetro de los pernos no será superior a 20 mm, o
- cuando se dejen agujeros para el paso del perno, el diámetro de los pernos no será superior a 22 mm.

Tabla A30.6.2 Límites superiores $k_{t,max}$ para el coeficiente de reducción k_t

Número de pernos conectadores por nervio	Espesor t de la chapa (mm)	Pernos de diámetro no superior a 20 mm y soldados a través de las chapas de acero nervado	Chapas nervadas con agujeros y pernos de 19 mm o 22 mm de diámetro
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,80	0,60

6.6.4.3 Cargas biaxiales en los conectadores

(1) Cuando los conectadores se dispongan para proporcionar una acción mixta tanto para una viga como para una losa mixta, la combinación de fuerzas actuantes en el perno deberá cumplir lo siguiente:

$$\frac{F_l^2}{P_{l,Rd}^2} + \frac{F_t^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1 \quad (6.24)$$

donde:

F_l es la fuerza longitudinal de cálculo generada por la acción mixta en la viga

F_t es la fuerza transversal de cálculo generada por la acción mixta en la losa, véase el apartado 9

$P_{l,Rd}$ y $P_{t,Rd}$ son las resistencias de cálculo a rasante correspondientes al perno.

6.6.5 Disposiciones constructivas de la conexión a rasante e influencia de la ejecución

6.6.5.1 Resistencia a al separación

(1) La superficie de un conectador que resiste fuerzas de separación (por ejemplo, la cara inferior de la cabeza de un perno) deberá estar no menos de 30 mm por encima de la armadura inferior, véase la figura A30.6.14.

6.6.5.2 Recubrimiento y hormigonado en edificación

(1) La disposición constructiva de los conectadores deberá ser tal que el hormigón pueda compactarse adecuadamente alrededor de la base del conectador.

(2) Si se requiere recubrimiento sobre el conectador, el valor nominal deberá ser el mayor de:

- 20 mm, o
- el valor recomendado en el 19, tabla A19.4.4 para armaduras pasivas, menos 5 mm.

(3) Si no se requiere recubrimiento sobre el conectador, éste podrá colocarse enrasado con la cara superior de la losa de hormigón.

(4) En la ejecución, deberán definirse tiempos y fases del hormigonado de tal forma que el hormigón endurecido no se dañe como resultado de una acción mixta limitada producida por la deformación de las vigas de acero bajo las operaciones de hormigonado. Cuando sea posible, la deformación no deberá imponerse en la conexión a rasante hasta que el hormigón no haya alcanzado una resistencia en probeta cilíndrica de al menos 20 N/mm^2 .

6.6.5.3 Armadura local de la losa

(1) Cuando la conexión a rasante sea adyacente al borde longitudinal de la losa de hormigón, la armadura transversal dispuesta de acuerdo con el apartado 6.6.6 debe anclarse completamente en el hormigón situado entre el borde de la losa y la fila contigua de conectadores.

(2) Para evitar la rotura longitudinal de la losa de hormigón producida por los conectadores, deben aplicarse las siguientes recomendaciones adicionales cuando la distancia desde el borde del ala de hormigón al eje de la fila más cercana de conectadores sea inferior a 300 mm :

- a. la armadura transversal debe sustituirse por barras en U dispuestas alrededor de los conectadores,
- b. cuando se empleen pernos con cabeza como conectadores, la distancia desde el borde del ala de hormigón al centro del perno más cercano no debe ser inferior a $6d$, donde d es el diámetro nominal del perno, y las barras en U no deben tener un diámetro inferior a $0,5d$, y
- c. las barras en U deben disponerse lo más bajo posible siempre que se garantice un recubrimiento inferior suficiente.

(3) En el extremo de un voladizo mixto, debe disponerse armadura local suficiente para transmitir los esfuerzos de los conectadores a la armadura longitudinal.

6.6.5.4 Nervios distintos de los constituidos por chapa nervada

(1) Cuando haya un nervio de hormigón entre la sección de acero y la cara inferior de la losa de hormigón, las caras laterales del nervio deben quedar fuera de una línea trazada a 45° desde el borde exterior del conectador, véase la figura A30.6.14.

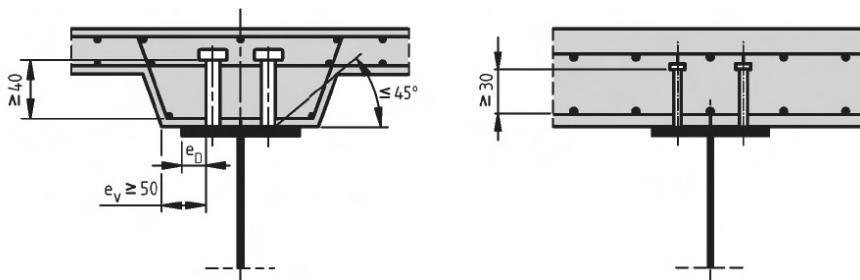


Figura A30.6.14 Disposición constructiva

(2) El recubrimiento nominal de hormigón desde la cara lateral del nervio hasta el conectador no debe ser inferior a 50 mm .

(3) Deben disponerse en el nervio las suficientes barras de armadura transversal, para cumplir los requisitos del apartado 6.6.6, a no menos de 40 mm libres bajo la superficie del conectador que resiste el levantamiento.

6.6.5.5 Separación de los conectadores

- (1) Cuando se suponga en el cálculo que la estabilidad, bien del elemento de acero o bien del de hormigón, se asegura mediante la conexión entre ambos, la separación entre los conectadores debe ser lo suficientemente pequeña como para que esta hipótesis sea válida.
- (2) Cuando se suponga que el ala de acero comprimida es de Clase 1 o 2, a causa del arriostramiento de los conectadores, que en otro caso sería de una Clase 3 ó 4, la separación entre centros de conectadores en la dirección de la compresión no debe ser superior que los límites siguientes:

- cuando la losa esté en contacto a lo largo de toda la longitud del ala (por ejemplo, losa maciza): $22t_f\sqrt{235/f_y}$;
- cuando la losa no esté en contacto a lo largo de toda la longitud del ala (por ejemplo, una losa con nervios perpendiculares a la viga): $15t_f\sqrt{235/f_y}$;

donde:

- t_f es el espesor del ala
 f_y es el límite elástico nominal del ala en N/mm^2 .

Además, la distancia libre desde el borde del ala comprimida a la fila de conectadores más cercana no debe ser superior a $9t_f\sqrt{235/f_y}$.

- (3) En edificación, la máxima separación entre centros de conectadores no debe ser mayor que seis veces el espesor total de la losa ni que 800 mm.

6.6.5.6 Dimensiones del ala de acero

- (1) El espesor de la chapa de acero o el ala donde se suelda el conectador debe ser suficiente para permitir una adecuada soldadura y la apropiada transmisión de la carga desde el conectador a la chapa sin que se produzca un fallo local o deformación excesiva.
- (2) En edificación, la distancia e_D entre el borde de un conectador y el borde del ala de la viga a la que está soldado, véase figura A30.6.14, no debe ser inferior a 20 mm.

6.6.5.7 Pernos conectadores

- (1) La longitud total de un perno no debe ser inferior a $3d$, donde d es el diámetro del vástago.
- (2) La cabeza debe tener un diámetro no inferior a $1,5d$ y un espesor no inferior a $0,4d$.
- (3) Para elementos traccionados y sometidos a cargas de fatiga, el diámetro de un perno soldado no debe superar 1,5 veces el espesor del ala a la que está soldado, salvo que se disponga de información de ensayos que establezcan la resistencia a fatiga del perno como conectador. Esto también es de aplicación a pernos situados directamente en el alma.
- (4) La separación entre pernos en la dirección del esfuerzo rasante no debe ser inferior a $5d$; la separación en la dirección transversal al esfuerzo rasante no debe ser inferior a $2,5d$ en lasas macizas y $4d$ en otros casos.
- (5) Salvo que los pernos se dispongan directamente en el alma, el diámetro de un perno soldado no debe ser superior a 2,5 veces el espesor de la parte a la que esté soldado, salvo que se disponga de información de ensayos que establezcan la resistencia del perno como elemento conectador.

6.6.5.8 Pernos conectadores en chapas nervadas en edificación

- (1) La altura nominal de un conectador deberá extenderse no menos que $2d$ sobre la parte superior de la chapa nervada, donde d es el diámetro del vástago.
- (2) El ancho mínimo de las corrugas que se van a llenar de hormigón no deberá ser menor que 50 mm.
- (3) Cuando la chapa sea tal que los pernos no puedan disponerse en el centro del corrugado, deberán disponerse alternativamente a ambos lados del corrugado, a lo largo de la longitud del vano.

6.6.6 Rasante en losas de hormigón

6.6.6.1 Generalidades

- (1) La armadura transversal en la losa deberá dimensionarse para el Estado Límite Último para evitar el fallo prematuro por rasante o roturas longitudinales.
- (2) La tensión de rasante de cálculo para cualquier superficie susceptible de fallar por rasante en la losa v_{Ed} no deberá superar la resistencia a rasante de cálculo de la superficie de rasante considerada.
- (3) La longitud de la superficie de rasante b-b mostrada en la figura A30.6.15 deberá tomarse igual a $2h_{sc}$ más el diámetro de la cabeza cuando los pernos conectadores se colocan en fila o al tresbolillo, o igual a $(2h_{sc} + s_t)$ más el diámetro de la cabeza del perno conectador si se disponen en parejas, donde h_{sc} es la altura del perno y s_t es la separación transversal entre centros de conectadores.
- (4) El rasante de cálculo por unidad de longitud de la viga en una superficie de rasante deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.6.2 y ser coherente con el dimensionamiento y separación de los conectadores. Podrá tenerse en cuenta la variación de rasante en el ancho del ala de hormigón.
- (5) Para cada tipo de superficie considerada, la tensión de rasante de cálculo v_{Ed} deberá determinarse a partir del rasante de cálculo por unidad de longitud de la viga, considerando el número de planos de rasante y la longitud de la superficie de rasante.

6.6.6.2 Resistencia a rasante de cálculo

- (1) La resistencia de cálculo a rasante del ala de hormigón (planos de rasante a-a mostrados en la figura A30.6.15) deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.4 del Anejo 19.
- (2) En ausencia de cálculos más precisos, la resistencia de cálculo a rasante de cualquier superficie susceptible de fallar a rasante en el ala o nervio podrá determinarse según el apartado 6.2.4(4) del Anejo 19. Para una superficie de transmisión de rasante alrededor de los conectadores (como la superficie b-b en la figura A30.6.15), la dimensión h_f deberá tomarse como la longitud de la superficie de transmisión de rasante.
- (3) La armadura transversal eficaz por unidad de longitud, A_{sf}/s_f en el Anejo 19, deberá ser como se muestra en la figura A30.6.15, en la que A_b , A_t y A_{bh} son áreas de armadura por unidad de longitud de la viga, anclada de acuerdo con el apartado 8.4 del Anejo 19 para la armadura longitudinal.
- (4) Cuando se utilice una combinación de elementos prefabricados y de hormigón "in situ", la resistencia a rasante deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.5 del Anejo 19.

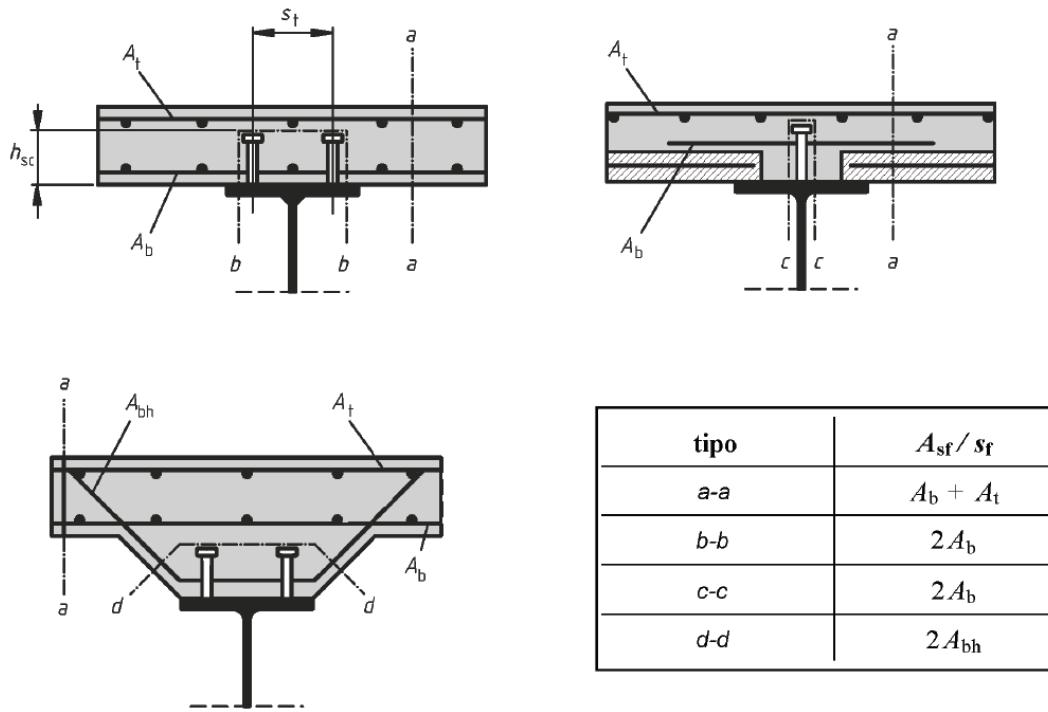


Figura A30.6.15 Superficies potenciales de rotura a rasante

6.6.6.3 Armadura transversal mínima

(1) El área mínima de armadura deberá determinarse de acuerdo con el apartado 9.2.2(5) del Anejo 19 utilizando las definiciones adecuadas a la armadura transversal.

6.6.6.4 Rasante y armadura transversal en vigas de edificación

(1) Cuando se utilice chapa de acero nervada y la superficie de rasante cruce el canto de la losa (como en la superficie a-a en la figura A30.6.16), la dimensión de h_f deberá tomarse como igual al espesor del hormigón sobre la chapa.

(2) Cuando se disponga chapa nervada transversal a la viga y la resistencia de cálculo de los pernos se determine utilizando el coeficiente de reducción adecuado k_t como se indica en el apartado 6.6.4.2, no será necesario considerar superficies de rasante del tipo b - b de la figura A30.6.16.

(3) Salvo que se justifique mediante ensayos, para las superficies de tipo c - c de la figura A30.6.16, el canto de la chapa no deberá incluirse en h_f .

(4) Cuando la chapa nervada con una conexión por enganche mecánico o por fricción con nervios transversales a la viga, sea continua a lo largo del ala superior de la viga de acero, se podrá considerar su contribución a la armadura transversal para una superficie de rasante de tipo a-a, sustituyendo la expresión (6.21) del apartado 6.2.4(4) del Anejo 19 por:

$$\frac{A_{sf} f_{yd}}{s_f} + A_{pe} f_{yp,d} > v_{Ed} h_f / \cot \theta \quad (6.25)$$

donde:

A_{pe} es el área eficaz de la sección de la chapa nervada por unidad de longitud de la viga, véase el apartado 9.7.2(3); en chapas con agujeros, deberá utilizarse el área neta

$f_{yp,d}$ es el límite elástico de cálculo.

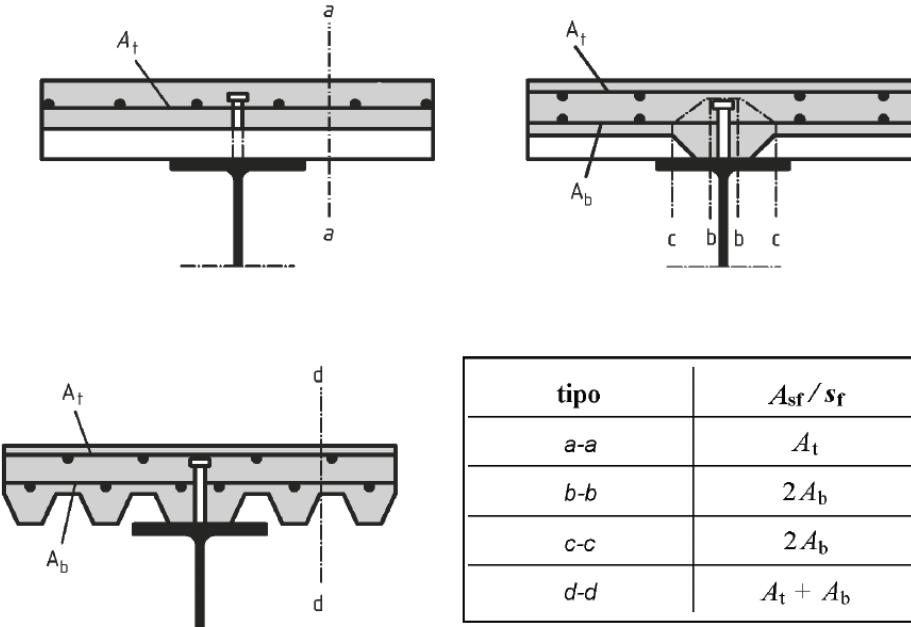


Figura A30.6.16 Superficies típicas susceptibles de fallar por cortante cuando se usan chapas nervadas

(5) Cuando la chapa nervada con los nervios transversales a la viga sea discontinua a lo largo del ala superior de la viga de acero y los pernos conectadores estén soldados a la viga de acero directamente a través de la chapa nervada, el término $A_{pe}f_{yp,d}$ en la expresión (6.25) deberá sustituirse por:

$$P_{pb,Rd}/s \quad \text{si} \quad \leq A_{pe}f_{yp,d} \quad (6.26)$$

donde:

- $P_{pb,Rd}$ es la capacidad resistente de cálculo de un perno soldado a través de la chapa de acuerdo con el apartado 9.7.4
- s es la separación longitudinal entre centros de pernos eficaces en el anclaje de la chapa.

(6) Con la chapa nervada, el requisito de armadura mínima se refiere al área de hormigón sobre la chapa.

6.7 Pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos

6.7.1 Generalidades

- (1) Este apartado 6.7 se aplica al cálculo de pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos con secciones embebidas en hormigón, secciones parcialmente embebidas y tubos rectangulares o circulares rellenos de hormigón, véase la figura A30.6.17.
- (2) Este apartado es de aplicación para pilares y elementos a compresión con aceros de tipo S235 a S460 y hormigón convencional de resistencia característica f_{ck} 20 N/mm² a f_{ck} 50 N/mm².

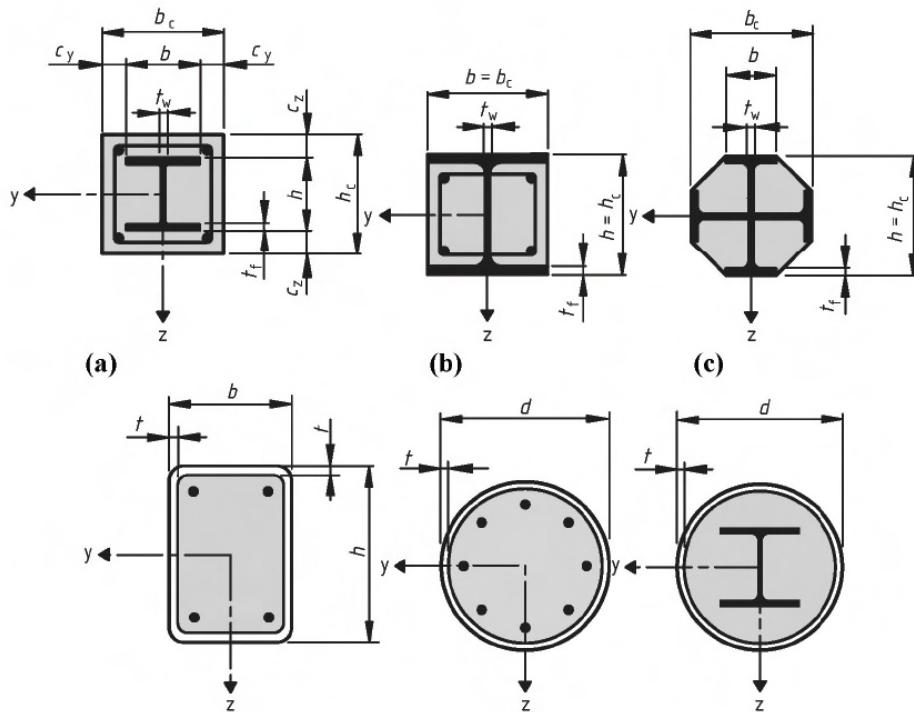


Figura A30.6.17 Secciones tipo de pilares mixtos y notación

(3) Este apartado es de aplicación para pilares aislados, pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos en estructuras aporticadas en las que el resto de los elementos estructurales sean mixtos o de acero.

(4) El coeficiente de contribución del acero δ debe cumplir la siguiente condición:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9 \quad (6.27)$$

donde δ se define en el apartado 6.7.3.3(1).

(5) Los pilares mixtos o los elementos comprimidos de cualquier sección deben comprobarse a:

- resistencia del elemento de acuerdo con los apartados 6.7.2 o 6.7.3,
- resistencia a la abolladura de acuerdo con los puntos (8) y (9) siguientes,
- introducción de cargas de acuerdo con el apartado 6.7.4.2, y
- resistencia a rasante entre elementos de acero y hormigón de acuerdo con el apartado 6.7.4.3.

(6) Se dan dos métodos de cálculo:

- un método general en el apartado 6.7.2 cuyo alcance incluye elementos con secciones no simétricas o de sección variable a lo largo del pilar, y
- un método simplificado en el apartado 6.7.3 para elementos con secciones doblemente simétricas y de sección constante a lo largo de la longitud del elemento.

(7) Para elementos mixtos comprimidos sometidos a momentos flectores y fuerzas normales resultantes de acciones independientes, el coeficiente parcial de seguridad γ_F para estos esfuerzos que conducen a un aumento de la resistencia debe reducirse un 20%.

(8) Deberá considerarse en el cálculo la influencia en la resistencia de la abolladura de la sección de acero.

(9) Podrán despreciarse los efectos de la abolladura para secciones de acero totalmente embebidas, de acuerdo con el apartado 6.7.5.1(2) y para otros tipos de secciones, siempre que no se superen los valores máximos de la tabla A30.6.3.

Tabla A30.6.3 Valores máximos de (d/t) , (h/t) y (b/t_f) con f_y en N/mm^2

Sección	$\max\left(\frac{d}{t}\right)$, $\max\left(\frac{h}{t}\right)$ y $\max\left(\frac{b}{t_f}\right)$
Secciones huecas circulares de acero	$\max\left(\frac{d}{t}\right) = 90 \frac{235}{f_y}$
Secciones huecas rectangulares de acero	$\max\left(\frac{h}{t}\right) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Secciones en I parcialmente embebidas	$\max\left(\frac{b}{t_f}\right) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

6.7.2 Método general de cálculo

(1) El dimensionamiento de la estabilidad estructural deberá tener en cuenta los efectos de segundo orden incluyendo las tensiones residuales, las imperfecciones geométricas, la inestabilidad local, la fisuración del hormigón, la fluencia y la retracción del hormigón y la plastificación de acero estructural y de la armadura. El dimensionamiento deberá garantizar que la inestabilidad no se produce para la combinación de acciones más desfavorable en los Estados Límite Últimos y que la resistencia de las secciones individuales sometidas a flexión, fuerzas longitudinales y cortantes no se superan.

(2) Los efectos de segundo orden deberán considerarse en cualquier dirección en la que pueda producirse el fallo, si afectan de forma significativa a la estabilidad estructural.

(3) Los esfuerzos deberán determinarse mediante un análisis elasto-plástico.

(4) Podrá suponerse que las secciones planas permanecen planas. Entre los componentes de acero y hormigón del elemento, podrá suponerse una acción mixta completa hasta el fallo.

(5) Deberá despreciarse la resistencia a tracción del hormigón. Podrá tenerse en cuenta la influencia de la contribución del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) en la resistencia a flexión.

(6) Los efectos de la retracción y la fluencia deberán considerarse si pueden reducir la estabilidad estructural de forma significativa.

(7) Por simplificación, los efectos de fluencia y retracción podrán despreciarse, si el aumento de momentos de primer orden debido a la deformación de fluencia y al esfuerzo axil resultante de cargas permanentes no supera el 10%.

(8) Deberá aplicarse el siguiente diagrama tensión-deformación en el análisis no lineal:

- para el hormigón comprimido el indicado en el apartado 3.1.5 del Anejo 19,
- para el acero de la armadura pasiva el indicado en el apartado 3.2.7 del Anejo 19,
- para el acero estructural el indicado en el apartado 5.4.3(4) del Anejo 22.

(9) Por simplificación, en vez del efecto de tensiones residuales e imperfecciones geométricas, podrán utilizarse imperfecciones de arco iniciales equivalentes (imperfecciones del elemento) de acuerdo con la tabla A30.6.5.

6.7.3 Métodos simplificados de cálculo

6.7.3.1 Generalidades y alcance

(1) El alcance de este método simplificado se limita a elementos de sección doblemente simétrica y de sección constante a lo largo del elemento con perfiles de acero laminado, conformados en frío o armados. El método simplificado no es de aplicación si el elemento de acero estructural está formado por dos o más secciones inconexas. La esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ definida en el apartado 6.7.3.3 debe cumplir la siguiente condición:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (6.28)$$

(2) Para una sección de acero totalmente embebida, véase la figura A30.6.17 (a), los límites para el espesor máximo del recubrimiento de hormigón que pueden emplearse en el cálculo son:

$$\text{máx. } c_z = 0,3h \quad \text{máx. } c_y = 0,4b \quad (6.29)$$

(3) La armadura longitudinal que se puede emplear en el cálculo no debe superar el 6% del área de hormigón.

(4) El cociente entre el canto y el ancho de la sección mixta debe estar dentro de los límites 0,2 y 5,0.

6.7.3.2 Resistencia de las secciones transversales

(1) La resistencia plástica a compresión $N_{pl,Rd}$ de una sección mixta debe calcularse sumando las resistencias plásticas de sus componentes:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (6.30)$$

La expresión (6.30) es de aplicación para secciones de acero embebidas o parcialmente embebidas en hormigón. Para secciones de acero rellenas de hormigón se puede sustituir el coeficiente 0,85 por 1,0.

(2) La resistencia de una sección a flexión compuesta y la correspondiente curva de interacción se pueden calcular suponiendo una distribución de tensiones rectangular como la que se muestra en la figura A30.6.18, considerando el esfuerzo cortante de cálculo V_{Ed} de acuerdo con el punto (3). Deberá despreciarse la resistencia a tracción del hormigón.

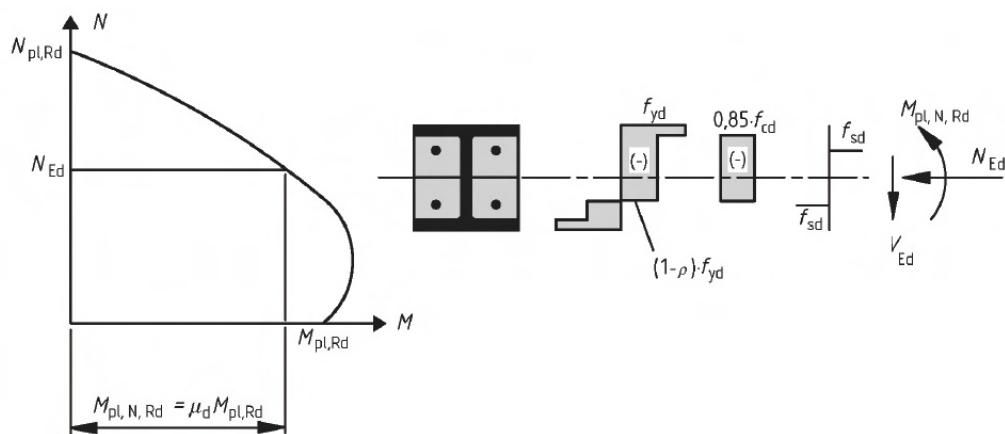


Figura A30.6.18 Curva de interacción para flexión compuesta

(3) Debe considerarse la influencia de los esfuerzos cortantes en los esfuerzos a flexión y axil al determinar la curva de interacción, si el esfuerzo cortante $V_{a,Ed}$ de la sección de acero supera el 50% de la resistencia a cortante de cálculo $V_{pl,a,Rd}$ de la sección de acero, véase el apartado 6.2.2.2.

Cuando $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$, debe tenerse en cuenta la influencia del cortante en la resistencia a flexión compuesta mediante una resistencia reducida del acero $(1 - \rho)f_{yd}$ en el área de cortante A_V de acuerdo con el apartado 6.2.2.4(2) y la figura A30.6.18.

La resistencia a cortante $V_{c,Ed}$ de la parte de hormigón armado debe comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2 del Anejo 19.

(4) Salvo que se utilice un análisis más preciso, V_{Ed} puede distribuirse en $V_{a,Ed}$ actuando sobre el acero estructural y $V_{c,Ed}$ actuando sobre la sección de hormigón armado mediante:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (6.31)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (6.32)$$

donde:

$M_{pl,a,Rd}$ es el momento plástico resistente de la sección de acero, y

$M_{pl,Rd}$ es el momento plástico resistente de la sección mixta.

Por simplificación, puede suponerse que V_{Ed} actúa únicamente en la sección de acero estructural.

(5) Como simplificación, la curva de interacción puede remplazarse por un diagrama poligonal (la línea discontinua de la figura A30.6.19). La figura A30.6.19 muestra un ejemplo de distribución plástica de tensiones de una sección totalmente embebida para los puntos A a D. $N_{pm,Rd}$ debe tomarse como $0,85f_{cd}A_c$ para secciones total y parcialmente embebidas en hormigón, véanse las figuras 6.17(a) – (c), y como $f_{cd}A_c$ para secciones rellenas de hormigón, véanse las figuras 6.17(d) – (f).

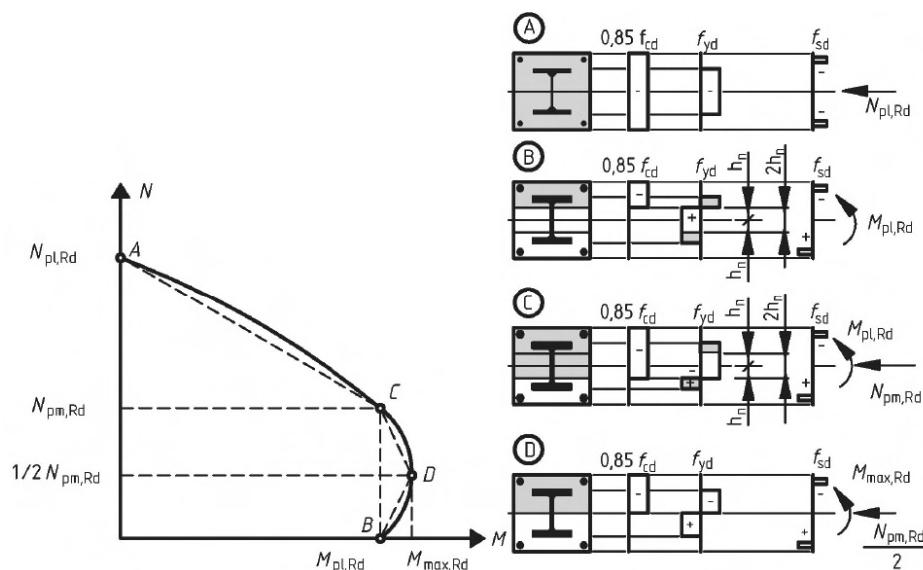


Figura A30.6.19 Curva de interacción simplificada y sus distribuciones de tensiones correspondientes

(6) Para tubos de sección circular rellenos de hormigón, debe considerarse el aumento de la resistencia del hormigón producida por el confinamiento, siempre que la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ definida en el apartado 6.7.3.3 no supere a 0,5 y $e/d < 0,1$, donde e es la excentricidad de la carga dada por

M_{Ed}/N_{Ed} y d es el diámetro exterior del pilar. La resistencia plástica a compresión puede calcularse entonces a partir de la siguiente expresión:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (6.33)$$

donde:

t es el espesor de la pared del tubo de acero.

Para elementos con $e = 0$, los valores $\eta_a = \eta_{ao}$ y $\eta_c = \eta_{co}$ se dan en las siguientes expresiones:

$$\eta_{ao} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \quad (\text{si } \leq 1,0) \quad (6.34)$$

$$\eta_{co} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \quad (\text{si } \geq 0) \quad (6.35)$$

Para elementos a flexión compuesta con $0 < e/d \leq 0,1$, los valores de η_a y η_c deben determinarse según (6.36) y (6.37), donde η_{ao} y η_{co} se dan en (6.34) y (6.35):

$$\eta_a = \eta_{ao} + (1 - \eta_{ao})(10e/d) \quad (6.36)$$

$$\eta_c = \eta_{co}(1 - 10e/d) \quad (6.37)$$

Para $e/d > 0,1$, $\eta_a = 1,0$ y $\eta_c = 0$.

6.7.3.3 Resistencia eficaz a flexión, coeficiente de contribución del acero y esbeltez relativa

(1) El coeficiente de contribución del acero δ se define como:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (6.38)$$

donde:

$N_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica a compresión definida en el apartado 6.7.3.2(1).

(2) La esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ en el plano de flexión considerado se da como:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (6.39)$$

donde:

$N_{pl,Rk}$ es el valor característico de la resistencia plástica a compresión dado por (6.30) si, en vez de las resistencias de cálculo, se utilizan los valores característicos

N_{cr} es el axil elástico crítico para el modo de pandeo correspondiente, calculado con la rigidez a flexión eficaz $(EI)_{eff}$ determinada de acuerdo con los puntos (3) y (4).

(3) La determinación de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ y del axil elástico crítico N_{cr} , el valor característico de la rigidez eficaz a flexión $(EI)_{eff}$ de una sección de un pilar mixto deberá calcularse como:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c \quad (6.40)$$

donde:

K_e es un coeficiente de corrección que debe tomarse como 0,6

I_a , I_c e I_s son, respectivamente, los momentos de inercia de la sección de acero estructural, de la sección no fisurada de hormigón y de la armadura para el plano de flexión considerado.

(4) Deberá considerarse la influencia de los efectos diferidos sobre la rigidez elástica eficaz a flexión. El módulo de elasticidad del hormigón E_{cm} debe reducirse al valor $E_{c,eff}$ de acuerdo con la siguiente expresión:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed}/N_{Ed})\varphi_t} \quad (6.41)$$

donde:

φ_t es el coeficiente de fluencia de acuerdo con el apartado 5.4.2.2(2)

N_{Ed} es el esfuerzo axil de cálculo

$N_{G,Ed}$ es la parte permanente de este esfuerzo.

6.7.3.4 Métodos de análisis e imperfecciones de los elementos

(1) Para las comprobaciones de los elementos, el cálculo deberá basarse en un análisis elástico lineal de segundo orden.

(2) Para el cálculo de esfuerzos, el valor de cálculo de la rigidez eficaz a flexión $(EI)_{eff,II}$ deberá obtenerse de la siguiente expresión:

$$(EI)_{eff,II} = K_0(E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (6.42)$$

donde:

$K_{e,II}$ es un coeficiente de corrección que debe tomarse como 0,5

K_0 es un coeficiente de calibración que debe tomarse como 0,9.

Deben tenerse en cuenta los efectos diferidos de acuerdo con el apartado 6.7.3.3(4).

(3) No es necesario considerar los efectos de segundo orden cuando se aplique el apartado 5.2.1(3) y la carga crítica elástica se determine con la rigidez a flexión $(EI)_{eff,II}$ especificada en el punto (2).

(4) La influencia de las imperfecciones geométricas y estructurales podrán tenerse en cuenta considerando imperfecciones geométricas equivalentes. Las imperfecciones equivalentes del elemento para pilares mixtos se dan en la tabla A30.6.5, donde L es la longitud del pilar.

(5) Los efectos de segundo orden pueden considerarse en cualquier sección del soporte multiplicando el momento flector de cálculo de primer orden M_{Ed} por el coeficiente k dado por:

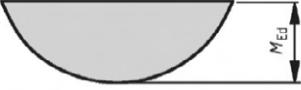
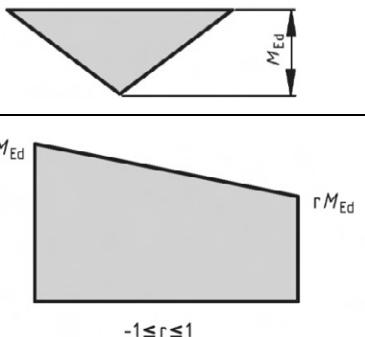
$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}} \geq 1,0 \quad (6.43)$$

donde:

$N_{cr,eff}$ es el axil crítico según el eje de estudio, obtenido considerando la rigidez eficaz a flexión especificada en el apartado 6.7.3.4(2), considerando como longitud eficaz la longitud del pilar

β es el coeficiente para obtener un momento equivalente y viene dado en la tabla A30.6.4.

Tabla A30.6.4 Coeficiente β para la determinación de los momentos de cálculo de segundo orden

Distribución de momentos	Coeficiente de momentos β	Comentarios
	Momentos flectores de primer orden debidos a la imperfección del elemento o a la carga lateral: $\beta = 1,0$	M_{Ed} es el máximo momento flector despreciando los efectos de segundo orden
	Momentos en los extremos: $\beta = 0,66 + 0,44r$ Con $\beta \geq 0,44$	M_{Ed} y rM_{Ed} son los momentos en los extremos provenientes de los análisis globales de primer y segundo orden

6.7.3.5 Resistencia de los elementos comprimidos

(1) Los elementos sometidos a un estado de compresión simple podrán comprobarse utilizando un análisis de segundo orden de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 teniendo en cuenta las imperfecciones geométricas.

(2) Como simplificación en elementos solicitados por una compresión axial, el axil de cálculo N_{Ed} deberá satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.44)$$

donde:

$N_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica a compresión simple de la sección mixta de acuerdo con el apartado 6.7.3.2(1), considerando un f_{yd} afectado por el coeficiente parcial de seguridad γ_{M1} indicado en el apartado 6.1(1) del Anejo 22

χ es el coeficiente de reducción para el modo de pandeo pertinente, obtenido según lo dispuesto por el apartado 6.3.1.2 del Anejo 22 en función de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ del soporte.

En la tabla A30.6.5 se indican las curvas de pandeo a considerar en el cálculo de soportes para diferentes tipos de secciones mixtas, siendo ρ_s la cuantía de armadura A_s/A_c .

Tabla A30.6.5 Curvas de pandeo e imperfecciones equivalentes para pilares mixtos

Sección	Límites	Eje de pandeo	Curva de pandeo	Imperfección del elemento
Secciones embebidas en hormigón 		$y - y$	b	$L/200$
		$z - z$	c	$L/150$
Secciones parcialmente embebidas en hormigón 		$y - y$	b	$L/200$
		$z - z$	c	$L/150$
Secciones de acero huecas circulares y rectangulares 	$\rho_s \leq 3\%$	Cualquiera	a	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	Cualquiera	b	$L/200$
Secciones circulares de acero huecas con un perfil en I adicional 		$y - y$	b	$L/200$
		$z - z$	b	$L/200$
Secciones parcialmente embebidas en hormigón con dobles T en cruz 		Cualquiera	b	$L/200$

6.7.3.6 Resistencia de los elementos sometidos a flexión compuesta

(1) Debe cumplirse la siguiente expresión basada en la curva de interacción determinada de acuerdo con el apartado 6.7.3.2 (2)–(5):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (6.45)$$

donde:

M_{Ed} es el mayor de los momentos de los extremos y el máximo momento flector en la longitud del pilar, calculado de acuerdo con el apartado 6.7.3.4, incluyendo las imperfecciones y los efectos de segundo orden en caso necesario

$M_{pl,N,Rd}$ es el momento plástico resistente concomitante con un esfuerzo axil N_{Ed} , dado por $\mu_d M_{pl,Rd}$, véase la figura A30.6.18

$M_{pl,Rd}$ es el momento plástico resistente, representado por el punto B en la figura A30.6.19.

Para aceros con tipos comprendidos entre S235 y S355, ambos inclusive, el coeficiente α_M debe tomarse como 0,9 y para aceros de tipos entre S420 y S460 como 0,8.

(2) El valor de $\mu_d = \mu_{dy}$ o μ_{dz} , véase la figura A30.6.20, se refiere al valor de cálculo del momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$ para el plano de flexión considerado. Deben utilizarse únicamente los valores de μ_d mayores de 1,0 cuando el momento flector M_{Ed} dependa directamente de la acción del esfuerzo axil N_{Ed} , por ejemplo, cuando el momento flector M_{Ed} resulte de una excentricidad del axil N_{Ed} . En otros casos, es necesaria una comprobación adicional de acuerdo con el apartado 6.7.1(7).

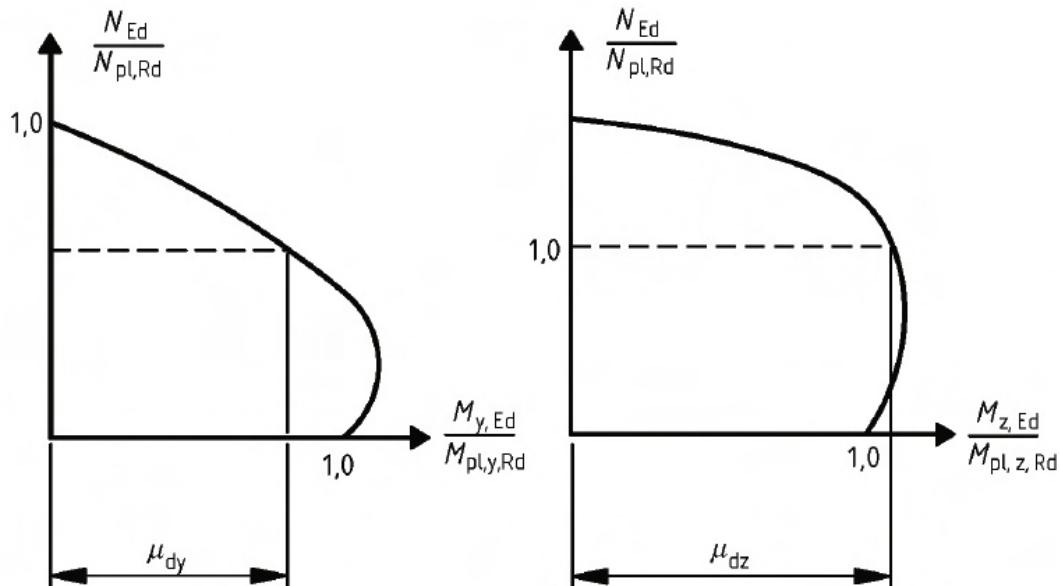


Figura A30.6.20 Cálculo de la flexión compuesta esviada

6.7.3.7 Flexión compuesta esviada

(1) En pilares mixtos y elementos sometidos a flexión compuesta esviada, los valores μ_{dy} y μ_{dz} de la figura A30.6.20 pueden calcularse de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 de forma independiente para cada eje. Únicamente deben considerarse las imperfecciones en el plano en el que se espera que se produzca el fallo. Si no es evidente qué plano es más crítico, deberán comprobarse ambos planos.

(2) Para la comprobación de estabilidad, deben satisfacerse las siguientes condiciones en todas las secciones del pilar:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy}M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz}M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (6.46)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy}M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz}M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.47)$$

donde:

$M_{pl,y,Rd}$ y $M_{pl,z,Rd}$ son los momentos plásticos resistentes del plano de flexión correspondiente

$M_{y,Ed}$ y $M_{z,Ed}$ son los momentos flectores de cálculo incluyendo los efectos de segundo orden y las imperfecciones de acuerdo con el apartado 6.7.3.4

μ_{dy} y μ_{dz} se definen en el apartado 6.7.3.6

$\alpha_M = \alpha_{M,y}$ y $\alpha_M = \alpha_{M,z}$ se indican en el apartado 6.7.3.6(1).

6.7.4 Conexiones a rasante e introducción de cargas

6.7.4.1 Generalidades

(1) En las zonas de introducción de cargas deberán adoptarse disposiciones para que los esfuerzos aplicados en elementos conectados en sus extremos y las cargas aplicadas a lo largo de los mismos se distribuyan entre los elementos de acero y hormigón, considerando la resistencia a rasante en el contacto acero-hormigón. Deberá asegurarse un mecanismo claro de transferencia para que no se produzca un desplazamiento excesivo entre las superficies en contacto que invalide las hipótesis de cálculo.

(2) Cuando los pilares mixtos y los elementos comprimidos estén sometidos a cortantes significativos, como por ejemplo el debido a una carga transversal puntual y a momentos en los extremos, deberán tomarse las medidas necesarias para transferir el esfuerzo rasante correspondiente entre las superficies de contacto acero-hormigón.

(3) En pilares solicitados por cargas axiles y en elementos comprimidos, no será necesario considerar el esfuerzo rasante fuera de las zonas de introducción de las cargas.

6.7.4.2 Introducción de las cargas

(1) Deberán disponerse conectadores en las zonas de introducción de cargas y en las de cambio de sección transversal si la resistencia a rasante de cálculo τ_{Rd} , véase el apartado 6.7.4.3, se supera en el contacto entre acero y hormigón. Los esfuerzos rasantes deberán determinarse a partir del cambio de esfuerzos en las secciones de acero y hormigón armado en la longitud de introducción de las cargas. Si las cargas se introducen únicamente en la sección de hormigón, deberán tenerse en cuenta los valores resultantes del análisis elástico considerando la fluencia y la retracción. En caso contrario, los esfuerzos en el contacto deberán determinarse por la teoría elástica o plástica, para determinar el caso más limitante.

(2) En ausencia de un método más preciso, la longitud de introducción de las cargas no deberá superar $2d$ o $L/3$, donde d es la dimensión transversal mínima del pilar y L la longitud del pilar.

(3) En pilares mixtos y elementos comprimidos no será necesario disponer conexiones a rasante para la introducción de cargas mediante chapas en los extremos, si todo el contacto entre la sección de hormigón y la chapa del extremo está comprimida de forma permanente, teniendo en cuenta el efecto de la fluencia y la retracción. De otro modo, la introducción de la carga deberá comprobarse de acuerdo con el punto (5). En tubos llenos de hormigón de sección circular, el efecto debido al confinamiento podrá tenerse en cuenta si se cumplen las condiciones indicadas en el apartado 6.7.3.2(6), utilizando para $\bar{\lambda}$ unos valores de η_a y η_c iguales a cero.

(4) Cuando los pernos conectadores estén unidos al alma de una sección doble T o similar de acero, total o parcialmente embebida en hormigón, podrán tenerse en cuenta las fuerzas de fricción que se desarrollan al oponerse a la expansión lateral del hormigón por las alas de acero adyacentes. Dicha resistencia podrá añadirse a la calculada de los conectadores. La resistencia adicional podrá asumirse como $\mu \cdot P_{Rd}/2$ en cada ala y en cada fila horizontal de pernos, como muestra la figura A30.6.21, donde μ es el coeficiente de rozamiento correspondiente. En secciones de acero sin pintura, μ podrá tomarse como 0,5. P_{Rd} es la resistencia de un único perno de acuerdo con el apartado 6.6.3.1. En ausencia de ensayos que aporten una información más precisa, la distancia libre entre alas no deberá superar los valores dados en la figura A30.6.21.

(5) Si la sección se carga parcialmente (como por ejemplo en la figura A30.6.22(a)), las cargas podrán distribuirse con una relación de 1:2,5 a lo largo del espesor t_e de la chapa del extremo. Las tensiones en el hormigón deberán limitarse en el área de la introducción de cargas eficaces, para secciones huecas rellenas de hormigón de acuerdo con el punto (6) y para cualquier otro tipo de sección de acuerdo con el apartado 6.7 del Anejo 19.

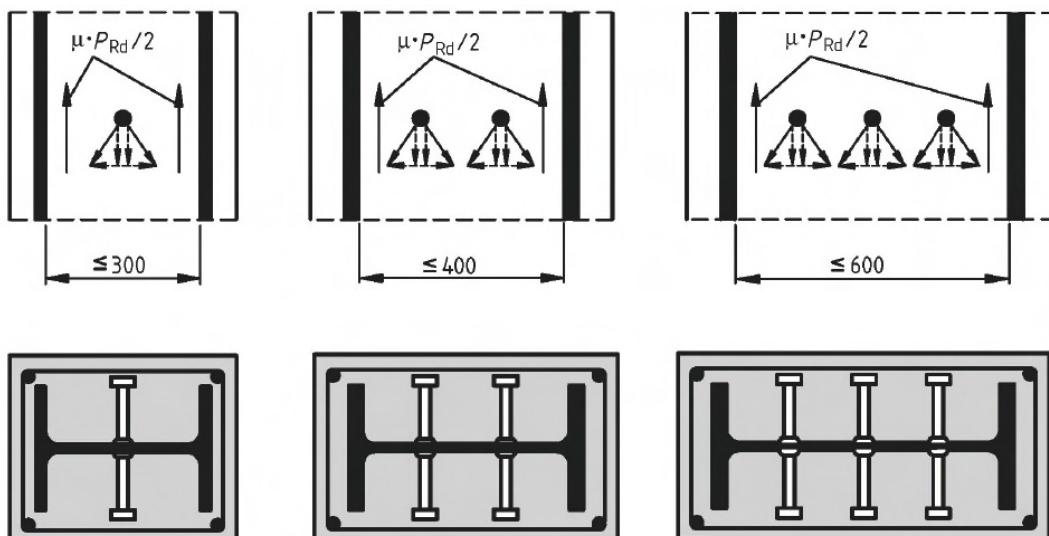


Figura A30.6.21 Fuerzas adicionales de fricción en pilares mixtos por la utilización de pernos

(6) Si el hormigón que rellena una sección hueca circular o cuadrada se carga parcialmente, por ejemplo mediante chapas de unión a través del perfil o mediante rigidizadores como se muestra en la figura A30.6.22, el valor de cálculo de la resistencia del hormigón, $\sigma_{c,Rd}$ bajo las chapas de unión o rigidizadores, resultante de los esfuerzos en la sección de hormigón, deberá determinarse por:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_{cL} \frac{t}{a} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \quad (6.48)$$

donde:

- t es el espesor del tubo de acero
- a es el diámetro del tubo o el ancho de la sección cuadrada
- A_c es el área de hormigón de la sección del pilar
- A_1 es el área cargada bajo la chapa de unión, véase la figura A30.6.22
- η_{cL} = 4,9 para tubos de acero circulares y 3,5 para secciones cuadradas.

La relación A_c/A_1 no deberá superar el valor de 20. Las soldaduras entre la chapa de unión y la sección hueca de acero deberán dimensionarse de acuerdo con el Apartado 4 del Anejo 26.

(7) En secciones circulares huecas rellenas de hormigón, la armadura longitudinal podrá tenerse en cuenta en la resistencia del pilar, incluso cuando la armadura no esté soldada a las chapas de los extremos o en contacto directo con ellas siempre que:

- no se requiera comprobación a fatiga,
- la distancia e_g entre armadura y chapa del extremo no supere los 30 mm, véase la figura A30.6.22(a).

(8) La armadura transversal deberá cumplir el apartado 9.5.3 del Anejo 19. En el caso de secciones de acero parcialmente embebidas, se deberá disponer una armadura transversal en el hormigón de acuerdo con la figura A30.6.10 que garantice su correcta disposición.

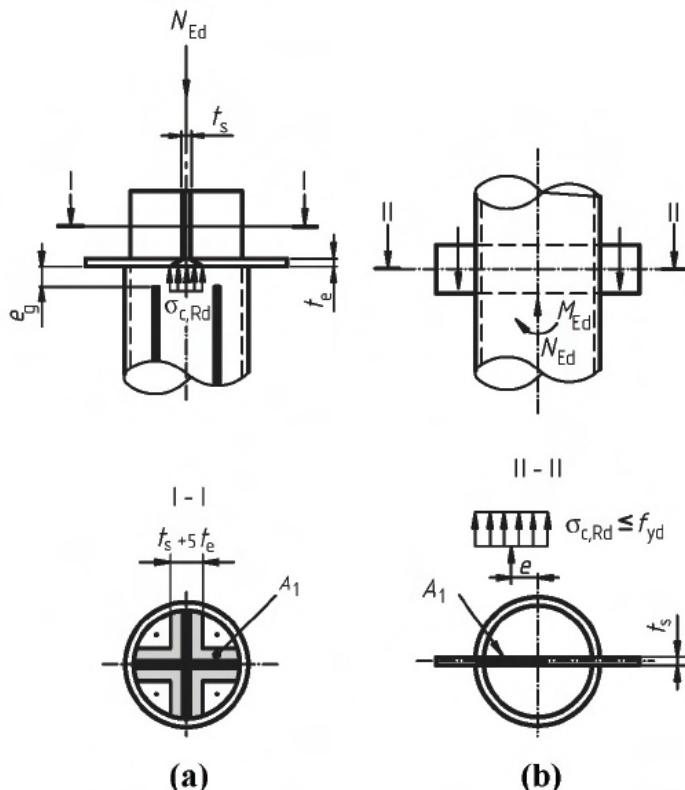
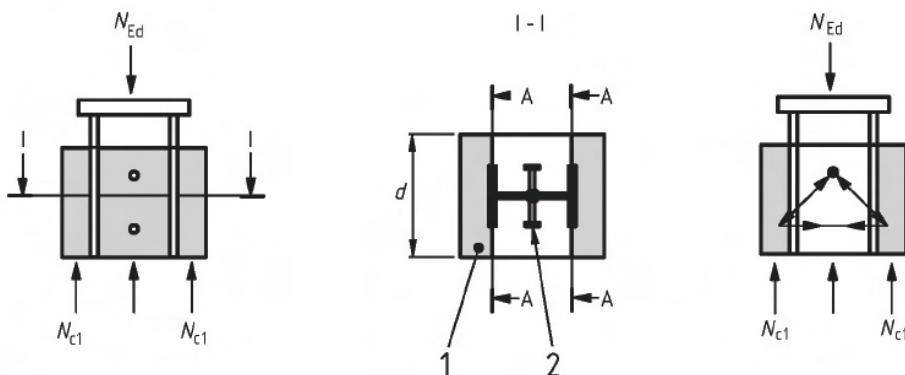


Figura A30.6.22 Sección hueca circular rellena de hormigón cargada parcialmente

(9) En secciones de acero completamente embebidas, si la introducción de cargas se realiza únicamente a través de la sección de acero o de la de hormigón, la armadura transversal deberá dimensionarse para resistir el rasante que resulte de la transmisión de la fuerza normal (N_{c1} en la figura A30.6.23) desde las partes del hormigón directamente conectadas a través de conectadores hasta las partes del hormigón no conectadas a rasante (véase la sección A-A de la figura A30.6.23; el área sombreada fuera de las alas de la figura A30.6.23 deberá considerarse no conectada directamente). El dimensionamiento y la disposición de la armadura transversal deberá basarse en un modelo de bielas y tirantes considerando un ángulo de 45° entre las bielas de compresión del hormigón y el eje del elemento.



- 1 No conectada directamente.
- 2 Conectada directamente.

Figura A30.6.23 Zonas de hormigón con y sin conexión directa a rasante para el dimensionamiento de la armadura transversal

6.7.4.3 Rasante exterior al área de introducción de cargas

- (1) Fuera del área de introducción de cargas, el rasante en el contacto hormigón-acero deberá comprobarse cuando se deba a cargas transversales y/o a momentos de los extremos. Deberán disponerse conectadores, basados en una distribución del valor de cálculo del rasante, cuando éste supere la resistencia a rasante de cálculo τ_{Rd} .
- (2) En ausencia de métodos más precisos, podrán utilizarse análisis elásticos para determinar el rasante en el contacto, considerando los efectos diferidos y la fisuración del hormigón.
- (3) Siempre que la superficie de la sección de acero en contacto con el hormigón no esté pintada y esté libre de aceites, grasas y más clases de residuos u óxidos, podrán tomarse los valores dados en la tabla A30.6.6 para τ_{Rd} .

Tabla A30.6.6 Valor de cálculo de la resistencia a rasante τ_{Rd}

Tipo de sección	$\tau_{Rd}(N/mm^2)$
Secciones de acero completamente embebidas en hormigón	0,30
Secciones circulares huecas rellenas de hormigón	0,55
Secciones rectangulares huecas rellenas de hormigón	0,40
Alas de secciones parcialmente embebidas	0,20
Almas de secciones parcialmente embebidas	0,00

- (4) El valor de τ_{Rd} indicado en la tabla A30.6.6 para secciones de acero completamente embebidas en hormigón es de aplicación para secciones con un recubrimiento mínimo de hormigón de 40 mm y con una armadura transversal y longitudinal de acuerdo con 6.7.5.2. Para recubrimientos mayores en secciones con la armadura dispuesta de forma adecuada, podrán utilizarse valores superiores de τ_{Rd} .

Salvo que se compruebe mediante ensayos, en secciones completamente embebidas podrá utilizarse el valor aumentado $\beta_c \tau_{Rd}$, con β_c dado como:

$$\beta_c = 1 + 0,02c_z \left(1 - \frac{c_{z,min}}{c_z} \right) \leq 2,5 \quad (6.49)$$

donde:

c_z es el valor nominal del recubrimiento de hormigón en mm, véase la figura A30.6.17(a)

$c_{z,min} = 40 \text{ mm}$ es el recubrimiento mínimo de hormigón.

(5) Salvo que se justifique lo contrario, se dispondrán siempre conectadores en secciones doble T parcialmente embebidas y solicitadas por un esfuerzo rasante debido a la flexión sobre el eje no principal provocada por cargas laterales o momentos en los extremos. Si la resistencia a cortante no se toma como únicamente la resistencia del acero estructural, entonces la armadura transversal requerida para el cortante $V_{c,Ed}$ de acuerdo con el apartado 6.7.3.2(4) deberá soldarse al alma de la sección de acero o bien atravesarla.

6.7.5 Reglas para la definición de los detalles constructivos

6.7.5.1 Recubrimiento de hormigón de perfiles de acero y armadura

(1) En secciones de acero totalmente embebidas deberá disponerse, al menos, un recubrimiento mínimo de hormigón armado que asegure una transmisión segura de las fuerzas de adherencia, la protección del acero frente a la corrosión y el desconchamiento del hormigón.

(2) El recubrimiento de hormigón de un ala de una sección de acero completamente embebida no debe ser inferior a 40 mm ni a un sexto del ancho b del ala.

(3) El recubrimiento de las armaduras deberá satisfacer lo especificado en el apartado 4 del Anejo 19.

6.7.5.2 Armadura transversal y longitudinal

(1) La armadura longitudinal de pilares totalmente embebidos en hormigón que se considera para la resistencia de las secciones no debe ser menor al 0,3% de la sección de hormigón. En secciones huecas rellenas de hormigón, normalmente no es necesario disponer armadura longitudinal, si no se requiere el cálculo de resistencia al fuego.

(2) La armadura longitudinal y transversal en los pilares total o parcialmente embebidos en hormigón debe dimensionarse y detallarse de acuerdo con el apartado 9.5 del Anejo 19.

(3) La distancia libre entre las barras de la armadura longitudinal y la sección de acero estructural puede ser inferior a la requerida en (2), incluso cero. En este caso, para la determinación de la adherencia, el perímetro efectivo c de la barra de armado debe tomarse como la mitad o un cuarto de su perímetro, como se muestra en la figura A30.6.24 en (a) y (b), respectivamente.

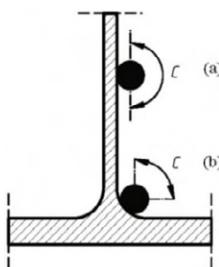


Figura A30.6.24 Perímetro efectivo c de una barra de armado

(4) Para elementos total o parcialmente embebidos, donde las condiciones ambientales sean de clase X0 de acuerdo con el Artículo 27 del Código Estructural y la armadura longitudinal se desprecie en el cálculo, debe disponerse una armadura longitudinal mínima de 8 mm de diámetro y 250 mm de separación y una armadura transversal mínima de 6 mm de diámetro y 200 mm de separación. Como alternativa, se pueden disponer mallas electrosoldadas de 4 mm de diámetro.

6.8 Fatiga

6.8.1 Generalidades

- (1) La resistencia a fatiga de las estructuras mixtas debe comprobarse cuando las estructuras estén sometidas a fluctuaciones repetidas de tensiones.
- (2) El dimensionamiento de acuerdo con el estado límite de fatiga deberá garantizar, con un nivel aceptable de probabilidad, que durante toda su vida útil, la estructura no fallará ni requerirá reparaciones por daños de fatiga.
- (3) Para pernos conectadores en edificación, sometidos a la combinación de acciones características, el esfuerzo rasante máximo por conectador no debe superar $0,75P_{Rd}$, donde P_{Rd} se determina de acuerdo con el apartado 6.6.3.1.
- (4) En edificación, no se necesita hacer una evaluación de fatiga para acero estructural, la armadura pasiva, el hormigón y las conexiones a rasante cuando se aplique el Anejo 22 para el acero estructural y no sea de aplicación el apartado 6.8.1 del Anejo 19 para el hormigón.

6.8.2 Coeficientes parciales de seguridad para evaluaciones de la fatiga en edificación

- (1) Los coeficientes parciales de seguridad γ_{Mf} para la resistencia a fatiga se recogen en el apartado 3 del Anejo 27 para los elementos de acero y en el apartado 2.4.2.4 del Anejo 19 para el hormigón y las armaduras. Para pernos solicitados a rasante, se debe aplicar el coeficiente parcial de seguridad $\gamma_{Mf,s} = 1,0$.
- (2) Deben aplicarse los coeficientes parciales $\gamma_{Ff} = 1,0$ para las cargas de fatiga.

6.8.3 Resistencia a fatiga

- (1) La resistencia a fatiga del acero estructural y las soldaduras debe tomarse del apartado 7 del Anejo 27.
- (2) La resistencia a fatiga para el acero de las armaduras pasivas y activas debe tomarse del Anejo 19. El apartado 6.8.5 del Anejo 19 es de aplicación para los elementos de hormigón.
- (3) La curva de resistencia a fatiga de un perno soldado de modo automático de acuerdo con el apartado 6.6.3.1 se muestra en la figura A30.6.25 y viene dado para hormigón convencional por:

$$(\Delta\tau_R)^m N_R = (\Delta\tau_c)^m N_c \quad (6.50)$$

donde:

- $\Delta\tau_R$ es la resistencia a fatiga por tensiones tangenciales referida al área de la sección del vástago del perno, utilizando el diámetro nominal del vástago
- $\Delta\tau_c$ es el valor de referencia de la resistencia a fatiga por tensiones tangenciales para 2 millones de ciclos con $\Delta\tau_c$ igual a 90 N/mm^2
- m es la pendiente de la curva de resistencia a fatiga con el valor de $m = 8$
- N_R es el número de ciclos de carga-descarga.

(4) Para pernos en hormigón ligero con una clase de densidad de acuerdo con el apartado 11 del Anejo 19, la resistencia a fatiga debe determinarse de acuerdo con el punto (3) pero sustituyendo $\Delta\tau_R$ por $\eta_E \Delta\tau_R$ y $\Delta\tau_c$ por $\eta_E \Delta\tau_c$, donde η_E se obtiene del apartado 11.3.2 del Anejo 19.

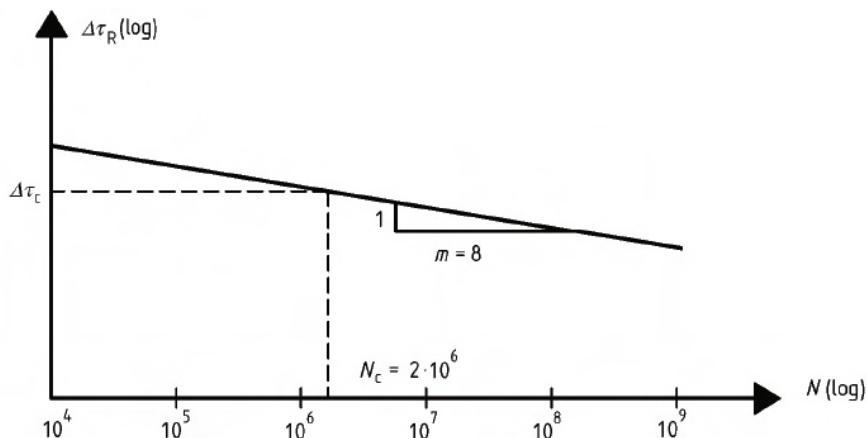


Figura A30.6.25 Curva de resistencia a fatiga para pernos en losas macizas

6.8.4 Esfuerzos y cargas de fatiga

(1) Los esfuerzos deben determinarse mediante un análisis elástico global de la estructura de acuerdo con los apartados 5.4.1 y 5.4.2 y para la combinación de acciones indicada por el apartado 6.8.3 del Anejo 19.

(2) Los esfuerzos de momentos flectores máximo y mínimo y/o los esfuerzos resultantes de la combinación de acciones indicadas en el punto (1) se definen como $M_{Ed,max,f}$ y $M_{Ed,min,f}$.

(3) En edificación las cargas de fatiga deben obtenerse de la reglamentación específica vigente. Cuando no se especifiquen las cargas de fatiga, puede utilizarse el Apéndice A.1 del Anejo 27. La respuesta dinámica de la estructura o los efectos de los impactos deberán considerarse cuando proceda.

6.8.5 Tensiones

6.8.5.1 Generalidades

(1) El cálculo de tensiones deberá basarse en el apartado 7.2.1.

(2) Para el cálculo de las tensiones en zonas fisuradas, deberá tenerse en cuenta el efecto de la contribución del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) en las tensiones de la armadura.

(3) Salvo que se aplique un método de mayor precisión, el efecto de la contribución del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) en las tensiones de la armadura podrá considerarse de acuerdo con el apartado 6.8.5.4.

(4) Salvo que se aplique un método de mayor precisión, para el cálculo de tensiones en el acero estructural podrá despreciarse el efecto de la rigidización a tracción (*tension stiffening*).

6.8.5.2 Hormigón

(1) El apartado 6.8 del Anejo 19 se aplicará para el cálculo de tensiones en elementos de hormigón.

6.8.5.3 Acero estructural

- (1) Cuando los momentos flectores $M_{Ed,max,f}$ y $M_{Ed,min,f}$ produzcan tensiones de tracción en la losa de hormigón, las tensiones en el acero estructural debidas a estos momentos flectores podrán calcularse en base al momento de inercia I_2 de acuerdo con el apartado 1.5.2.12.
- (2) Cuando $M_{Ed,min,f}$ y $M_{Ed,max,f}$ o únicamente $M_{Ed,min,f}$, produzcan compresión en la losa de hormigón, las tensiones en el acero estructural debidas a estos momentos deberán calcularse con las propiedades de la sección no fisurada.

6.8.5.4 Armadura pasiva

- (1) Cuando el momento flector $M_{Ed,max,f}$ produzca tensiones de tracción en la losa de hormigón y cuando no se apliquen métodos más precisos, los efectos de la contribución del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) para el cálculo de la tensión $\sigma_{s,max,f}$ de la armadura debida al momento $M_{Ed,max,f}$ deberán determinarse a partir de las ecuaciones (7.4) a (7.6) de 7.4.3(3). En la ecuación (7.5) del apartado 7.4.3(3), deberá utilizarse un coeficiente 0,2 en lugar de 0,4.
- (2) Cuando el momento flector $M_{Ed,min,f}$ también produzca tensiones de tracción en la losa de hormigón, el rango de tensiones $\Delta\sigma$ el que se indica en la figura A30.6.26 y la tensión $\sigma_{s,min,f}$ en la armadura debida al momento $M_{Ed,min,f}$ podrá determinarse como:

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}} \quad (6.51)$$

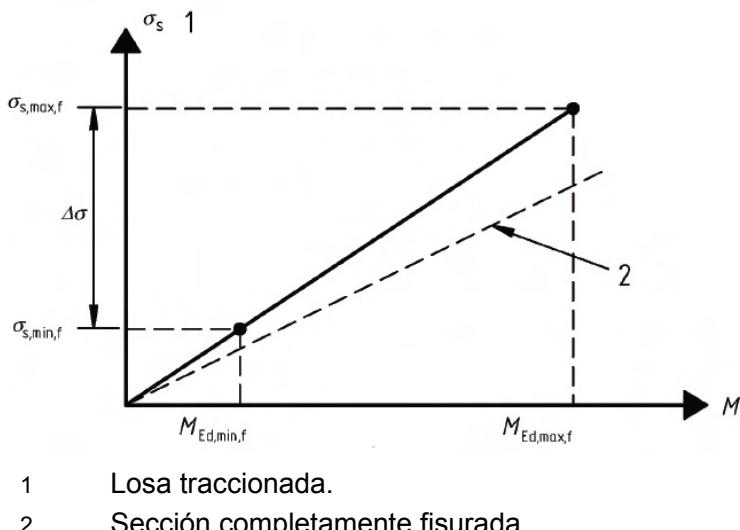


Figura A30.6.26 Determinación de las tensiones $\sigma_{s,max,f}$ y $\sigma_{s,min,f}$ en zonas fisuradas

- (3) Cuando $M_{Ed,min,f}$ y $M_{Ed,max,f}$ o únicamente $M_{Ed,min,f}$ produzcan compresión en la losa de hormigón, las tensiones en la armadura debidas a estos momentos deberán determinarse con las propiedades de la sección no fisurada.

6.8.5.5 Conexión rasante

- (1) El esfuerzo rasante por unidad de longitud deberá calcularse con un análisis elástico.
- (2) En elementos en los que se produzca la fisuración del hormigón, los efectos de la contribución del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) deberán tenerse en cuenta con el modelo apropiado. Como

simplificación, los esfuerzos rasantes en el contacto entre acero estructural y hormigón podrán determinarse utilizando las propiedades de la sección no fisurada.

6.8.6 Rango de tensiones

6.8.6.1 Acero estructural y armadura

(1) El rango de tensiones deberá determinarse a partir de las tensiones calculadas de acuerdo con el apartado 6.8.5.

(2) Cuando la comprobación a fatiga se base en el método de daño equivalente el rango $\Delta\sigma_E$ deberá determinarse, en general, como:

$$\Delta\sigma_E = \lambda\phi|\sigma_{max,f} - \sigma_{min,f}| \quad (6.52)$$

donde:

$\sigma_{max,f}$ y $\sigma_{min,f}$ son las tensiones máxima y mínima determinadas conforme a los apartados 6.8.4 y 6.8.5

λ es el coeficiente de daño equivalente

ϕ es el coeficiente de impacto de daño equivalente.

(3) En elementos sometidos a efectos globales y locales combinados, se deberán considerar dichos efectos de forma separada. Salvo que se aplique un método de mayor precisión, el rango de tensiones equivalente debido a los efectos globales y locales deberá combinarse utilizando:

$$\Delta\sigma_E = \lambda_{glob}\phi_{glob}\Delta\sigma_{E,glob} + \lambda_{loc}\phi_{loc}\Delta\sigma_{E,loc} \quad (6.53)$$

en la que los subíndices "glob" y "loc" hacen referencia a los efectos globales y locales respectivamente.

(4) En edificación, $\Delta\sigma_E$ podrá tomarse para el acero estructural, como el rango de tensiones $\Delta\sigma_{E,2}$ definido según el apartado 1.3 del Anejo 27, y para la armadura como el rango de tensiones $\Delta\sigma_{s,equ}$ dado por el apartado 6.8.5 del Anejo 19.

(5) En edificación el coeficiente de daño equivalente λ está definido en el apartado 6.2 del Anejo 27 y en las partes correspondientes de los Anejos 22 a 29 para elementos de acero, así como en el Anejo 19 para la armadura pasiva.

(6) Cuando no se especifique un valor para λ en edificación, el coeficiente de daño equivalente deberá determinarse de acuerdo con el Apéndice A del Anejo 27, utilizando la pendiente de la curva de resistencia a fatiga correspondiente.

6.8.6.2 Conexión a rasante

(1) Para la comprobación de los pernos conectadores basada en rangos de tensiones nominales, el rango equivalente de tensiones tangenciales $\Delta\tau_{E,2}$ para 2 millones de ciclos viene dado por:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v\Delta\tau \quad (6.54)$$

donde:

λ_v es el coeficiente de daño equivalente dependiente de los espectros y de la pendiente m de la curva de resistencia a fatiga

$\Delta\tau$ es el rango de tensiones tangenciales debidas a la carga de fatiga, referidas al área de la sección transversal del vástago del perno utilizando el diámetro nominal d del vástago.

(2) El rango de tensiones tangenciales equivalente en soldaduras o en otros tipos de conexiones a rasante deberán calcularse de acuerdo con el apartado 6 del Anejo 27.

(3) Cuando no se especifique el valor para λ_v para los pernos conectadores en edificación, el coeficiente de daño equivalente deberá determinarse de acuerdo con el Apéndice A del Anejo 27, utilizando la pendiente correspondiente de la curva de resistencia a fatiga del perno conectador, dada en el apartado 6.8.3.

6.8.7 Evaluación de la fatiga basada en los rangos de tensión nominal

6.8.7.1 Acero estructural, armadura pasiva y hormigón

(1) La evaluación de la fatiga para las armaduras pasivas se hará según los apartados 6.8.5 o 6.8.6 del Anejo 19.

(2) La comprobación de la fatiga para el hormigón comprimido se hará según el apartado 6.8.7 del Anejo 19.

(3) En edificación, la evaluación de la fatiga para el acero estructural se hará según el apartado 8 del Anejo 27.

6.8.7.2 Conexión a rasante

(1) En los conectadores soldados a un ala de acero que esté siempre en compresión bajo la combinación de acciones correspondientes (véase el apartado 6.8.4 (1)), la comprobación a fatiga deberá realizarse con el siguiente criterio:

$$\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s} \quad (6.55)$$

donde:

$\Delta\tau_{E,2}$ se define en el apartado 6.8.6.2(1)

$\Delta\tau_c$ es el valor de referencia de la resistencia a fatiga para 2 millones de ciclos determinada de acuerdo con el apartado 6.8.3.

(2) Cuando en el ala del perfil de acero, a la que están soldados los pernos conectadores, la tensión máxima sea de tracción bajo la combinación de cargas correspondiente, deberá comprobarse la interacción en cualquier sección transversal entre el rango de tensiones tangenciales $\Delta\tau_E$ en la soldadura de los pernos conectadores y el rango de tensiones normales $\Delta\sigma_E$ en el ala del perfil de acero mediante las siguientes expresiones de interacción.

$$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \quad (6.56)$$

$$\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} \leq 1,0; \quad \frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s}} \leq 1,0 \quad (6.57)$$

donde:

$\Delta\sigma_{E,2}$ es el rango de tensiones en el ala determinado de acuerdo con el apartado 6.8.6.1

$\Delta\sigma_c$ es el valor de referencia de la resistencia a fatiga dado en el apartado 7 del Anejo 27 considerando una categoría de detalle 80,

y los rangos de tensiones tangenciales $\Delta\tau_{E,2}$ y $\Delta\tau_c$ se definen en el punto (1).

La expresión (6.56) deberá satisfacerse para el valor máximo de $\Delta\sigma_{E,2}$ y el valor concomitante de $\Delta\tau_{E,2}$, así como para la combinación de los valores máximos de $\Delta\tau_{E,2}$ y el valor concomitante de $\Delta\sigma_{E,2}$. Salvo que se tenga en cuenta el efecto de la colaboración del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*)

por métodos de mayor precisión, el criterio de interacción deberá satisfacerse con los rangos correspondientes de tensiones determinados con las propiedades de la sección transversal tanto fisurada como no fisurada.

7 Estado límite de servicio

7.1 Generalidades

- (1) Una estructura con elementos mixtos deberá proyectarse y construirse de forma que se satisfagan todos los Estados Límite de Servicio de acuerdo con los principios del apartado 3.4 del Anejo 18.
- (2) La comprobación de los Estados Límite de Servicio debe basarse en el criterio establecido en el apartado 3.4(3) del Anejo 18.
- (3) Los Estados Límite de Servicio de losas mixtas con chapas nervadas deben comprobarse de acuerdo con el apartado 9.

7.2 Tensiones

7.2.1 Generalidades

- (1) El cálculo de las tensiones en vigas en Estado Límite de Servicio deberá tener en cuenta los siguientes efectos, cuando corresponda:
 - arrastre por cortante;
 - fluencia y retracción del hormigón;
 - fisuración y resistencia a tracción del hormigón;
 - proceso constructivo;
 - incremento de la flexibilidad del elemento producido por un deslizamiento significativo en la conexión hormigón-acero;
 - el comportamiento inelástico del acero y la armadura, si lo hubiera;
 - alabeo y distorsión, si lo hubiera.
- (2) El arrastre por cortante puede considerarse de acuerdo con el apartado 5.4.1.2.
- (3) Salvo que se emplee un método más preciso, los efectos de la fluencia y la retracción podrán tenerse en cuenta mediante el empleo de coeficientes de homogeneización de acuerdo con el apartado 5.4.2.2.
- (4) En secciones fisuradas podrán despreciarse los efectos de primer orden de la retracción en la comprobación de tensiones.
- (5) En el análisis de secciones deberá despreciarse la resistencia a tracción del hormigón.
- (6) Debe tenerse en cuenta la influencia de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras en las tensiones en la armadura pasiva y activa. Salvo que se empleen métodos más precisos, las tensiones en la armadura pasiva deben determinarse de acuerdo con el apartado 7.4.3.
- (7) Puede despreciarse la influencia de la rigidización por la colaboración del hormigón en las tensiones en el acero estructural.

(8) Se pueden ignorar los efectos del posible deslizamiento en la conexión hormigón-acero cuando haya conexión total a rasante y, en caso de conexión parcial a rasante en edificación, sea de aplicación el apartado 7.3.1(4).

7.2.2 Limitación de las tensiones en edificación

(1) No se requerirá limitación de las tensiones en las vigas si, en Estado Límite Último no se requiere una comprobación a fatiga y si no se aplica un pretensado mediante tendones y/o control de las deformaciones impuestas (por ejemplo, con gatos en los apoyos).

(2) Para pilares mixtos en edificación normalmente no se exigen limitaciones de tensiones.

(3) Cuando sea necesario, serían de aplicación las limitaciones de tensiones del hormigón y de la armadura dadas en el apartado 7.2 del Anejo 19.

7.3 Deformaciones en edificación

7.3.1 Flechas

(1) Las flechas debidas a las cargas aplicadas únicamente en el elemento de acero deberán calcularse de acuerdo con el Anejo 22.

(2) Las flechas debidas a las cargas aplicadas sobre el elemento mixto deberán calcularse mediante un análisis elástico de acuerdo con el apartado 5.

(3) El nivel de referencia para la flecha vertical descendente δ_{max} de una viga no apeada es la cara superior de la viga mixta. Únicamente cuando la flecha pueda afectar a la apariencia del edificio deberá tomarse como nivel de referencia la cara inferior de la viga.

(4) Los efectos derivados de una interacción incompleta podrán despreciarse siempre que:

- a) el diseño de la conexión a rasante esté de acuerdo con el apartado 6.6,
- b) se dispongan al menos la mitad del número de conectadores necesario para garantizar la unión total a rasante o si los esfuerzos sobre el conectador, resultantes de un reparto elástico del rasante en el Estado Límite de Servicio, no superan el valor de P_{Rd} , y
- c) en el caso de una losa nervada en la dirección transversal a la viga, la altura de los nervios no supere los 80 mm.

(5) El efecto sobre la flecha de la fisuración del hormigón en zonas de momentos negativos deberá tenerse en cuenta adoptando los métodos de análisis dados en el apartado 5.4.2.3.

(6) Para vigas con secciones críticas de Clases 1, 2 o 3 podrá aplicarse el siguiente método simplificado. En todo apoyo intermedio donde σ_{ct} supere $1,5f_{ctm}$ o $1,5f_{1ctm}$, según proceda, el momento flector determinado por el análisis de sección no fisurada definido en el apartado 5.4.2.3(2) se multiplicará por el coeficiente reductor f_1 indicado en la figura A30.7.1 y se aplicarán los incrementos correspondientes en los momentos flectores de los vanos adyacentes. La curva A podrá utilizarse únicamente para vanos intermedios, cuando las cargas por unidad de longitud en todos los vanos sean iguales y las longitudes de todos los vanos no difieran en más de un 25%. En caso contrario deberá utilizarse el valor aproximado del límite inferior $f_1 = 0,6$ (línea B).

(7) Para el cálculo de flechas en vigas no apeadas, podrá tenerse en cuenta la influencia de la plastificación local del acero estructural sobre el apoyo multiplicando el momento flector en el apoyo, calculado de acuerdo a los métodos citados en esta cláusula, con un factor de reducción adicional dado como:

- $f_2 = 0,5$ si se alcanza f_y antes de que endurezca la losa de hormigón,

- $f_2 = 0,7$ si se alcanza f_y después de que endurezca el hormigón.

Esto es de aplicación para el cálculo de la flecha máxima, pero no para la contraflecha.

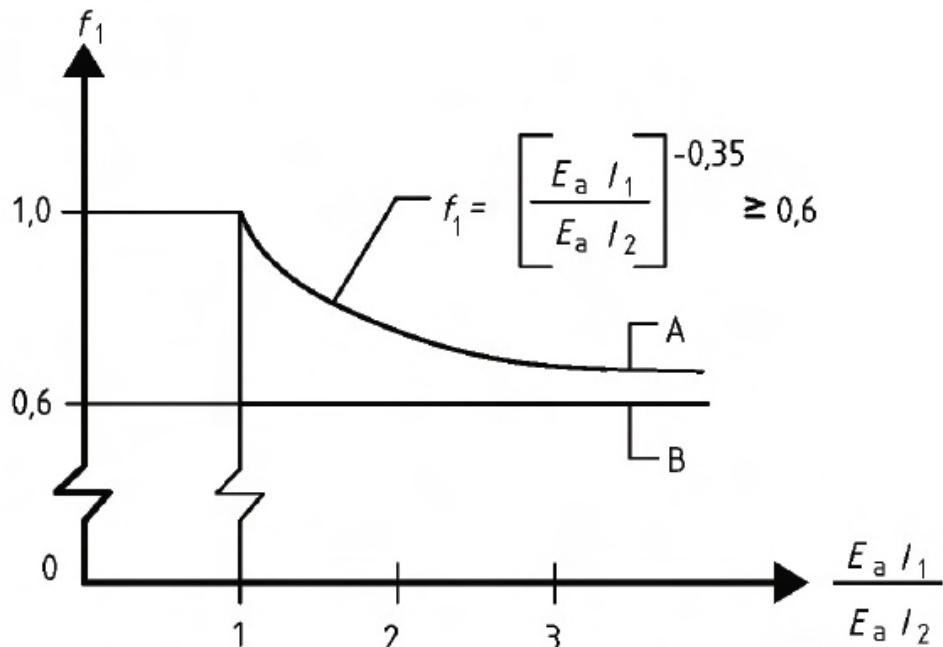


Figura A30.7.1 Factor de reducción para el momento flector en los apoyos

(8) Salvo especificaciones requeridas por el cliente, no será necesario incluir el efecto de la curvatura debido a la retracción del hormigón convencional cuando la relación entre la longitud del vano y el canto total de la viga no sea superior a 20.

7.3.2 Vibraciones

(1) Las propiedades dinámicas de las vigas de forjado deberán satisfacer los criterios establecidos en la reglamentación específica vigente.

7.4 Fisuración del hormigón

7.4.1 Generalidades

(1) Para la limitación de la abertura de fisura en las estructuras mixtas, se aplicarán las consideraciones generales del apartado 7.3.1(1) a (9) del Anejo 19. La limitación de la abertura de fisura dependerá de las clases de exposición de acuerdo con el apartado 4 del Anejo 19.

(2) Podrá obtenerse una estimación de la abertura de fisura en el apartado 7.3.4 del Anejo 19, donde la tensión σ_s deberá calcularse teniendo en cuenta los efectos de la colaboración del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*). Salvo que se aplique un método de mayor precisión, σ_s se determinará de acuerdo con el apartado 7.4.3(3).

(3) Como alternativa simplificada y conservadora, la limitación de la abertura de fisura a un valor aceptable podrá conseguirse asegurando una armadadura mínima definida en el apartado 7.4.2 con una separación entre barras o diámetros de las mismas no superiores a los límites establecidos en el apartado 7.4.3.

(4) En los casos en los que las vigas de edificación se dimensionen simplemente apoyadas aunque la losa sea continua y el control del ancho de fisura no sea de interés, el armado longitudinal dispuesto en el ancho eficaz de la losa de hormigón, de acuerdo con el apartado 6.1.2, no deberá ser menor que:

- 0,4% del área de hormigón, para construcciones apeadas,
- 0,2% del área de hormigón, para construcciones no apeadas.

El armado de la viga calculada como simplemente apoyada deberá prolongarse en una longitud de $0,25L$ a cada lado de los apoyos interiores, o de $0,5L$ si es adyacente a un voladizo, donde L es la longitud del vano correspondiente o del voladizo, respectivamente. No se deberá tener en cuenta la chapa nervada de acero. La separación máxima entre barras deberá cumplir con el apartado 9.2.1(5) para una losa mixta, o con el apartado 9.3.1.1(3) del Anejo 19 para un ala de hormigón maciza.

7.4.2 Armadura mínima

(1) Salvo que se aplique un método más preciso de acuerdo con el apartado 7.3.2(1) del Anejo 19, en todas las secciones sin armadura activa y sometidas a una tracción significativa debida a la coacción de deformaciones impuestas (como por ejemplo los efectos primarios o secundarios de la retracción) en combinación o no con efectos de cargas directas, el área de armadura mínima requerida A_s para las losas de vigas mixtas vendrá dada por:

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (7.1)$$

donde:

$f_{ct,eff}$ es el valor medio de la resistencia eficaz a tracción del hormigón en el momento en que se espera la primera fisura. Los valores para $f_{ct,eff}$ podrán tomarse como f_{ctm} , véase la tabla A19.3.1, o como f_{1ctm} , véase la tabla A19.11.3.1, ambas del Anejo 19 del Código Estructural, según proceda, tomando como resistencia la del momento en que se espera la primera fisura. Cuando no pueda establecerse con seguridad que la edad del hormigón al fisurarse es menor de 28 días, la tensión mínima a tracción podrá adoptarse como $3 N/mm^2$

k es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de tensiones no uniformes auto-equilibradas y podrá tomarse como 0,8

k_s es el coeficiente que tiene en cuenta el efecto de la reducción de la fuerza axial en la losa de hormigón debido a la fisuración inicial y al deslizamiento local de la conexión a rasante y podrá tomarse como 0,9

k_c es el coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones en la sección inmediatamente anterior a la fisuración y viene dado por:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} + 0,3 \leq 1,0 \quad (7.2)$$

h_c es el espesor del ala de hormigón, excluyendo cualquier nervio

z_0 es la distancia vertical entre los centros de gravedad del ala de hormigón no fisurada y la sección mixta no fisurada, calculada utilizando el coeficiente de homogeneización n_0 para cargas a corto plazo

σ_s es la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de la fisuración. Esta podrá tomarse como el límite elástico característico f_{sk} . Sin embargo, dependiendo del tamaño de la barra, es posible que sea necesario un valor inferior para satisfacer los límites requeridos de abertura de fisura. Este valor viene dado en la tabla A30.7.1

A_{ct} es el área de la zona traccionada (provocada por cargas directas y por los efectos isostáticos de la retracción) inmediatamente antes de la fisuración de la sección transversal. Por simplificación, podrá utilizarse el área de la sección del hormigón que esté dentro del ancho eficaz.

(2) El diámetro máximo para la armadura mínima podrá modificarse a un valor ϕ dado de acuerdo con:

$$\phi = \phi^* f_{ct,eff} / f_{ct,0} \quad (7.3)$$

donde:

ϕ^* es el diámetro máximo de la barra dado en la tabla A30.7.1

$f_{ct,0}$ es un valor de referencia de la resistencia a tracción del hormigón: $2,9 N/mm^2$.

Tabla A30.7.1 Diámetros máximos para barras corrugadas

Tensión en el acero σ_s (N/mm^2)	Diámetro máximo de barra ϕ^* (mm) para el valor de cálculo de la abertura de fisura w_k		
	$w_k = 0,4 mm$	$w_k = 0,3 mm$	$w_k = 0,2 mm$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

(3) Deberá disponerse al menos la mitad de la armadura mínima necesaria entre la mitad del canto de la losa y la fibra más traccionada.

(4) Para el dimensionamiento de la armadura mínima en las alas de hormigón con canto variable en sentido transversal a la dirección de la viga, deberá utilizarse el canto local.

(5) En edificación, deberá disponerse una armadura mínima de acuerdo con los puntos (1) y (2) donde, bajo la combinación de acciones características, las tensiones sean de tracción.

(6) En edificación, deberán determinarse las armaduras longitudinales inferiores mínimas para el hormigón de revestimiento del alma de un perfil en I de acero utilizando la expresión (7.1) con $k_c = 0,6$ y $k = 0,8$.

7.4.3 Control de la fisuración debida a cargas directas

(1) En zonas donde se disponga una armadura igual o superior a la mínima de acuerdo con el apartado 7.4.2, de forma general se podrá controlar la abertura de fisura controlando la separación de las barras o su diámetro. El diámetro máximo de la barra y la separación máxima dependen de la tensión en la

armadura σ_s y del valor de cálculo de la abertura de fisura. Los diámetros máximos de las barras se indican en la tabla A30.7.1 y la separación máxima entre barras, en la tabla A30.7.2.

Tabla A30.7.2 Separación máxima entre barras para barras corrugadas

Tensión en el acero σ_s (N/mm^2)	Separación máxima entre barras (mm) para el ancho de fisura w_k de cálculo		
	$w_k = 0,4\text{ mm}$	$w_k = 0,3\text{ mm}$	$w_k = 0,2\text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

(2) Los esfuerzos deben determinarse con un análisis elástico de acuerdo con el apartado 5, teniendo en cuenta los efectos de la fisuración del hormigón. Las tensiones en la armadura deben determinarse teniendo en cuenta los efectos de la rigidez a tracción del hormigón entre fisuras. Salvo que se emplee un método más preciso, las tensiones pueden calcularse siguiendo el punto (3).

(3) En vigas mixtas, cuando se suponga que la losa de hormigón está fisurada y que no dispone de armaduras activas, las tensiones en la armadura pasiva aumentan a causa de los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) en comparación con las tensiones basadas en una sección mixta en la que se desprecia el hormigón. Las tensiones de tracción en la armadura σ_s debidas a cargas directas se pueden calcular como:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (7.4)$$

con:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4f_{ctm}}{\alpha_{st}\rho_s} \quad (7.5)$$

$$\alpha_{st} = \frac{Al}{A_a l_a} \quad (7.6)$$

donde:

$\sigma_{s,0}$ es la tensión en la armadura pasiva producida por esfuerzos que actúan sobre la sección mixta, calculada despreciando el hormigón traccionado;

f_{ctm} es la resistencia media a tracción del hormigón, para hormigón convencional tomada como f_{ctm} de la tabla A19.3.1 o para hormigón ligero como f_{1ctm} de la tabla A19.11.3.1, ambas del Anexo 19 del Código Estructural

ρ_s es la cuantía de armadura pasiva dada por $\rho_s = (A_s/A_{ct})$

A_{ct} es el área eficaz del ala de hormigón traccionada; por simplicidad, debe emplearse el área de la sección de hormigón dentro del ancho eficaz

A_s es el área total de todas las filas de armadura pasiva longitudinal dentro del área eficaz A_{ct}

A, I son el área y el momento de inercia, respectivamente, de la sección mixta eficaz despreciando el hormigón traccionado y las chapas nervadas, si las hubiera

A_a, I_a son las propiedades correspondientes a la sección de acero estructural.

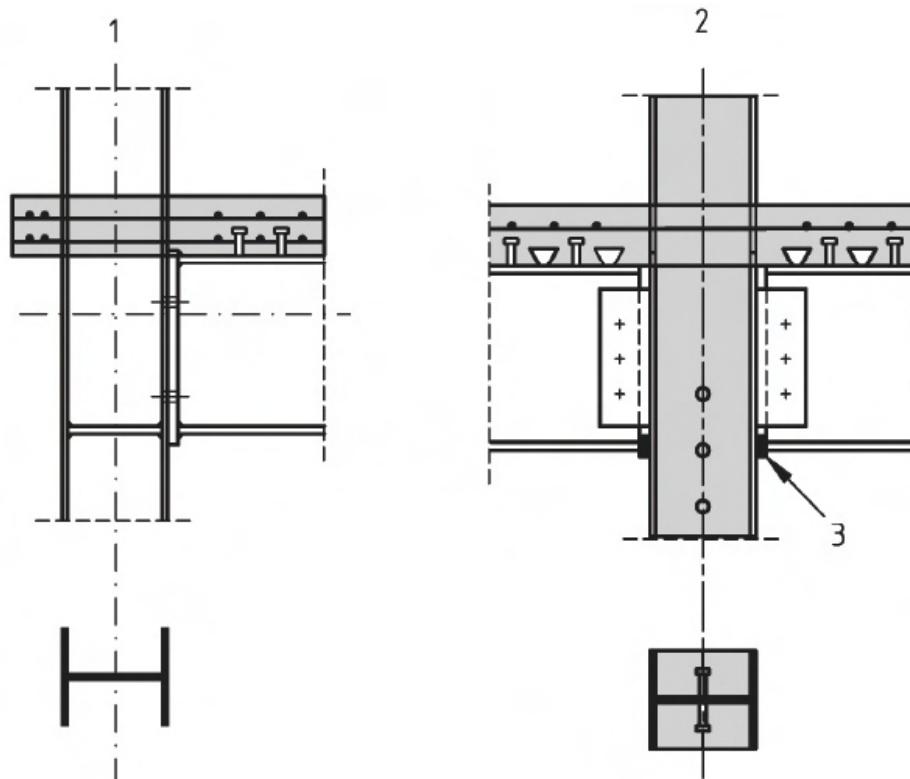
- (4) En edificación sin armaduras activas, se utilizarán normalmente la combinación cuasi-permanente de acciones para la determinación de σ_s .

8 Uniones mixtas en pórticos de edificación

8.1 Alcance

(1) La unión mixta se define en el apartado 1.5.2.8. En la figura A30.8.1 se muestran algunos ejemplos. El resto de tipos de uniones en pórticos mixtos se proyectarán de acuerdo con el Anexo 19 o 26 del Código Estructural, según proceda.

(2) El apartado 8 trata las uniones sometidas a cargas predominantemente estáticas. Esto complementa o modifica al Anexo 26 del Código Estructural.



1 Configuración simple.

2 Configuración doble.

3 Chapa de contacto.

Figura A30.8.1 Ejemplos de uniones mixtas

8.2 Análisis, modelización y clasificación

8.2.1 Generalidades

(1) Son de aplicación las disposiciones del apartado 5 del Anejo 26 del Código Estructural, para uniones que conecten perfiles en H o I, con las modificaciones indicadas en los apartados 8.2.2 y 8.2.3 siguientes.

8.2.2 Análisis elástico global

(1) Cuando la rigidez al giro S_j se tome como $S_{j,ini}/\eta$ de acuerdo con el apartado 5.1.2 del Anejo 26 del Código Estructural, el valor del coeficiente de modificación de la rigidez η para una conexión con chapa de contacto deberá tomarse como 1,5.

8.2.3 Clasificación de uniones

(1) Las uniones deberán clasificarse de acuerdo con el apartado 5.2 del Anejo 26 del Código Estructural considerando la acción mixta.

(2) Para la clasificación, deberán considerarse las direcciones de los esfuerzos.

(3) Podrá despreciarse la fisuración y fluencia en los elementos conectados.

8.3 Métodos de cálculo

8.3.1 Bases y alcance

(1) Podrá aplicarse el apartado 6 del Anejo 26 del Código Estructural como base para el proyecto de uniones y conexiones mixtas viga-pilar, siempre que la parte del acero de la unión esté dentro del alcance de ese apartado 6.

(2) Las propiedades estructurales de los componentes que se consideren en el proyecto deberán basarse en ensayos o en métodos analíticos o numéricos respaldados por ensayos.

NOTA: Las propiedades de los componentes se dan en el apartado 8.4, en el Apéndice A de este anexo y en el apartado 6 del Anejo 26.

(3) En la determinación de las propiedades estructurales de una unión mixta, la fila de barras de armado traccionadas podrá tratarse de forma similar a una fila de tornillos traccionados en una unión de acero, siempre que las propiedades estructurales sean las de la armadura pasiva.

8.3.2 Resistencia

(1) Las uniones mixtas deberán dimensionarse para resistir rasantes verticales de acuerdo con las disposiciones correspondientes del Anejo 26 del Código Estructural.

(2) El cálculo del momento resistente de una unión mixta con conexión completa a rasante deberá determinarse análogamente a lo especificado para uniones de acero según el apartado 6.2.7 del Anejo 26, considerando la contribución de la armadura.

(3) La resistencia de los componentes deberá dimensionarse según el apartado 8.4 siguiente y el apartado 6.2.6 del Anejo 26 cuando corresponda.

8.3.3 Rigidez al giro

(1) La rigidez al giro de una unión deberá dimensionarse análogamente a lo especificado para las uniones de acero indicadas en el apartado 6.3.1 del Anejo 26 del Código Estructural considerando la contribución de la armadura.

(2) El valor del coeficiente ψ , véase el apartado 6.3.1(6) del Anejo 26 del Código Estructural, deberá tomarse como 1,7 para uniones con chapa de contacto.

8.3.4 Capacidad de giro

(1) En el cálculo de la capacidad de giro deberán considerarse la influencia de la fisuración del hormigón, la colaboración del hormigón entre fisuras (*tension stiffening*) y la deformación de la conexión a rasante.

(2) La capacidad de giro de una unión mixta podrá demostrarse experimentalmente. Deberán considerarse las posibles variaciones de las propiedades de los materiales respecto de los valores característicos especificados. No se requerirá la demostración experimental cuando se utilicen detalles constructivos cuyas propiedades ya estén avaladas por procedimientos experimentales.

(3) De forma alternativa, podrán aplicarse métodos de cálculo, siempre que estén respaldados por ensayos.

8.4 Resistencia de los componentes

8.4.1 Alcance

(1) La resistencia de los siguientes componentes básicos de una unión deberá determinarse de acuerdo con el apartado 8.4.2:

- armadura longitudinal de acero traccionada,
- chapa de contacto comprimida.

(2) Las resistencias de los componentes identificados en el Anejo 26 del Código Estructural deberán tomarse como se definen en el mismo, salvo en lo especificado en el apartado 8.4.3.

(3) La resistencia de las almas en secciones de pilares de acero revestidas de hormigón deberá determinarse de acuerdo con el apartado 8.4.4.

8.4.2 Componentes básicos de la unión

8.4.2.1 Armadura longitudinal de acero traccionada

(1) El ancho eficaz del ala de hormigón deberá calcularse con la sección transversal de la conexión de acuerdo con el apartado 5.4.1.2.

(2) Deberá suponerse que la armadura longitudinal traccionada situada dentro del ancho eficaz alcanza una tensión de trabajo igual al límite elástico de cálculo f_{sd} .

(3) Cuando haya cargas desequilibradas, podrá aplicarse un modelo de bielas y tirantes para comprobar la trasferencia de los esfuerzos de la losa de hormigón al pilar, véase la figura A30.8.2.

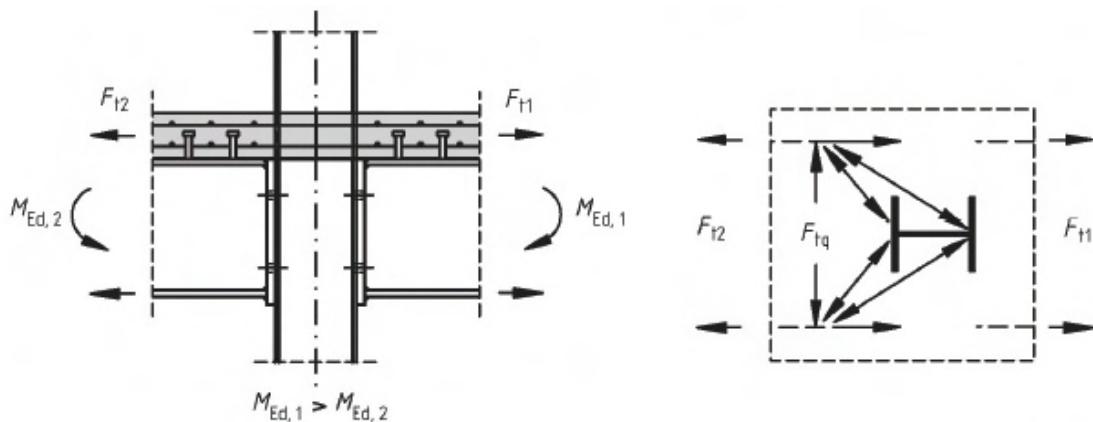


Figura A30.8.2 Modelo de bielas y tirantes

(4) Para el caso de unión por un solo lado calculada como unión mixta, la armadura longitudinal eficaz de la losa traccionada deberá anclarse suficientemente más allá del vano de la viga para que pueda desarrollarse la resistencia a tracción de cálculo.

8.4.2.2 Chapa de contacto comprimida

(1) Cuando la altura o el ancho de la chapa de contacto supere la dimensión correspondiente del ala comprimida de la sección de acero, la dimensión eficaz deberá calcularse suponiendo una difusión a 45° a través de la chapa de contacto.

(2) Deberá suponerse que el área eficaz de la chapa de contacto comprimida puede alcanzar el límite elástico f_{yd} .

8.4.3 Alma del pilar sometida a compresión transversal

(1) Para una unión con chapa de conexión, el ancho eficaz del alma de un pilar comprimido $b_{eff,c,wc}$ deberá determinarse suponiendo una distribución a 45° a través de la chapa de contacto.

8.4.4 Componentes de refuerzo

8.4.4.1 Panel de alma del pilar a cortante

(1) Cuando el alma de un pilar de acero esté embebido en hormigón, véase la figura A30.6.17(b), la resistencia a cortante de cálculo del alma, determinada de acuerdo con el apartado 6.2.6.1 del Anejo 26 del Código Estructural, podrá aumentarse para considerar el revestimiento de hormigón.

(2) Para una unión por un solo lado o por ambos lados, cuyos cantos de las vigas sean similares, la resistencia a cortante de cálculo del hormigón de revestimiento del alma de un pilar mixto $V_{wp,c,Rd}$ deberá determinarse como:

$$V_{wp,c,Rd} = 0,85vA_cf_{cd}\operatorname{sen}\theta \quad (8.1)$$

con:

$$A_c = 0,8(b_c - t_w)(h - 2t_f)\cos\theta \quad (8.2)$$

$$\theta = \arctan \left[\frac{h - 2t_f}{z} \right] \quad (8.3)$$

donde:

b_c es el ancho del revestimiento de hormigón

h	es el canto de la sección del pilar
t_f	es el espesor del ala del pilar
t_w	es el espesor del alma del pilar
z	es el brazo mecánico, véase el apartado 6.2.7.1 y la figura A26.6.15, ambos del Anexo 26 del Código Estructural.

(3) El coeficiente de reducción ν para considerar el efecto de la compresión longitudinal en la resistencia a rasante del pilar deberá determinarse como:

$$\nu = 0,55 \left(1 + 2 \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right) \leq 1,1 \quad (8.4)$$

donde:

N_{Ed}	es el esfuerzo axil de compresión de cálculo sobre el pilar
$N_{pl,Rd}$	es la resistencia plástica de cálculo a esfuerzo axil de compresión de la sección del pilar incluido el revestimiento, véase el apartado 6.7.3.2.

8.4.4.2 Alma de pilar sometida a compresión transversal

(1) Cuando el alma del pilar esté embebida en hormigón, la resistencia a compresión de cálculo del alma del pilar, determinada de acuerdo con el apartado 6.2.6.2 del Anexo 26 del Código Estructural, podrá aumentarse para considerar el revestimiento de hormigón.

(2) El valor de cálculo de la resistencia a compresión transversal del revestimiento de hormigón que envuelve el alma del pilar $F_{c,wc,c,Rd}$ deberá determinarse como:

$$F_{c,wc,c,Rd} = 0,85 k_{wc,c} t_{eff,c} (b_c - t_w) f_{cd} \quad (8.5)$$

donde:

$t_{eff,c}$	es la longitud eficaz del hormigón, obtenida de la misma forma que el ancho eficaz $b_{eff,c,wc}$ definido en el apartado 6.2.6.2 del Anexo 26 del Código Estructural.
-------------	--

(3) Cuando el revestimiento de hormigón se someta a tensión de compresión axial, su efecto en la resistencia del revestimiento de hormigón a compresión transversal podrá considerarse multiplicando el valor de $F_{c,wc,c,Rd}$ por un coeficiente dado por:

$$k_{wc,c} = 1,3 + 3,3 \frac{\sigma_{com,c,Ed}}{f_{cd}} \leq 2,0 \quad (8.6)$$

donde:

$\sigma_{com,c,Ed}$	es la tensión de compresión en el revestimiento de hormigón debido al esfuerzo normal N_{Ed} .
---------------------	--

En ausencia de un método más preciso, $\sigma_{com,c,Ed}$ podrá calcularse a partir de la contribución relativa del revestimiento de hormigón a la resistencia plástica de la sección del pilar a compresión $N_{pl,Rd}$, véase el apartado 6.7.3.2.

9 Losas mixtas con chapa nervada en edificación

9.1 Generalidades

9.1.1 Alcance

(1) En este apartado 9 se tratan las losas de forjados mixtos flectando únicamente en la dirección de los nervios. También se incluyen las losas en voladizo. Es de aplicación al cálculo de estructuras de edificación en las que las solicitudes sean predominantemente estáticas, incluyendo la edificación industrial en la que los forjados puedan estar sometidos a cargas móviles.

(2) El alcance se limita a las chapas nervadas con almas próximas. Se utilizará la definición que califica como chapa nervada con almas próximas a aquella que cumple que la relación entre el ancho del nervio y la distancia entre ejes de nervios (b_r/b_s) es menor de 0,6.

(3) Se admiten lasos mixtas en estructuras sometidas a cargas muy repetitivas o cargas de impacto, aunque se requiere un cuidado especial en los detalles constructivos para asegurar que la acción mixta no se degrada a lo largo del tiempo.

(4) No se excluyen las losas sometidas a cargas sísmicas, siempre que se defina un método de dimensionamiento apropiado para las condiciones sísmicas concretas del proyecto o se establezca en otro anexo de este Código Estructural.

(5) Las losas mixtas podrán utilizarse como arriostramientos laterales de las vigas de acero y para actuar como diafragma para resistir acciones horizontales, pero no se recogen reglas específicas en este anexo.

9.1.2 Definiciones

9.1.2.1 Tipos de conexiones a rasante

(1) La chapa de acero nervada debe ser capaz de transmitir esfuerzos rasantes en la superficie de contacto entre la chapa y el hormigón; no se considera eficaz para la acción mixta la mera adherencia entre la chapa nervada y el hormigón. El comportamiento mixto entre la chapa nervada y el hormigón deberá asegurarse por uno o más de los siguientes métodos, véase la figura A30.9.1:

- engarce mecánico proporcionado por deformaciones en el perfil (hendiduras o resaltos),
- engarce por rozamiento para la forma de los perfiles con nervios,
- anclaje en extremo disponiendo pernos soldados u otro tipo de conexión local entre el hormigón y la chapa de acero, únicamente en combinación con (a) o (b),
- anclaje en extremo por deformación de los nervios en el extremo de la chapa, únicamente en combinación con (b).

No se excluyen otros medios, pero no entran en el alcance de este anexo.

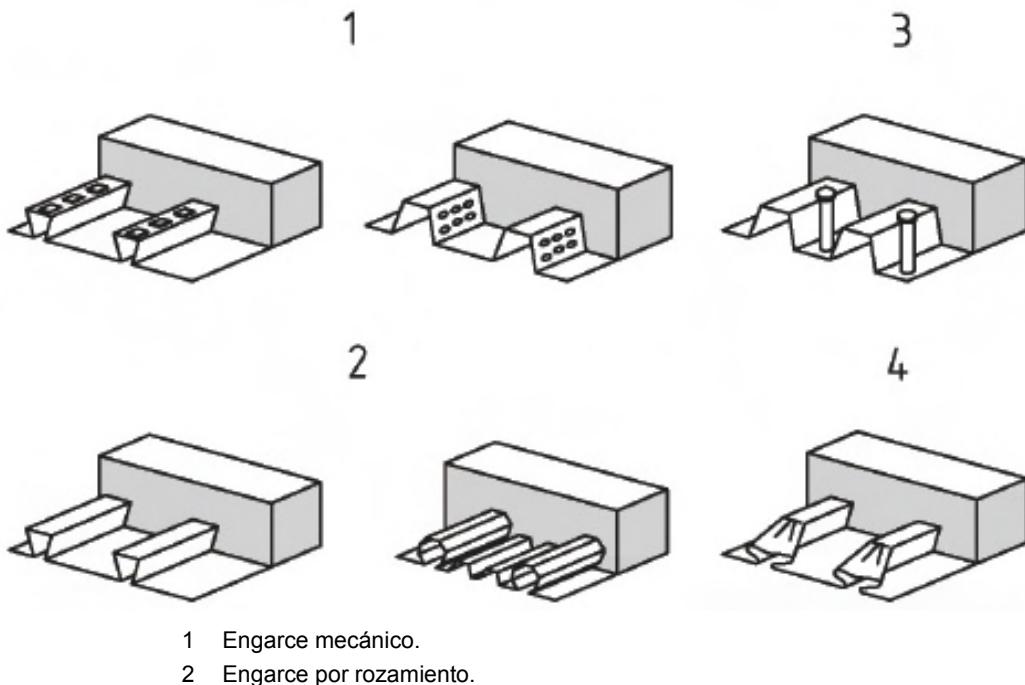


Figura A30.9.1 Formas típicas de engarce de las losas mixtas

9.1.2.2 Conexión completa total y parcial a rasante

(1) Se considera que el vano de una losa está totalmente conectado a rasante cuando un aumento en la resistencia a esfuerzo rasante de la conexión no supone un aumento del momento último resistente en el elemento. En caso contrario, la conexión a rasante será parcial.

9.2 Detalles constructivos de proyecto

9.2.1 Espesor de la losa y armadura

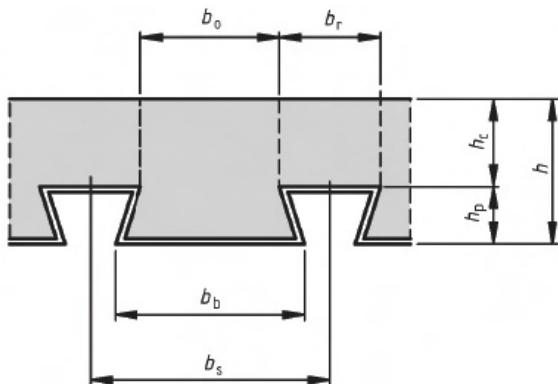
(1) El canto total de la losa mixta h no deberá ser inferior a 80 mm. El espesor del hormigón h_c sobre la superficie plana principal de la parte superior de los nervios de la chapa no deberá ser inferior a 40 mm.

(2) Si la losa actúa de forma mixta con la viga o se utiliza como diafragma, su canto total no deberá ser inferior a 90 mm ni h_c debe ser menos que 50 mm.

(3) La armadura transversal y longitudinal deberá disponerse dentro del canto h_c del hormigón.

(4) La cuantía de armado en ambas direcciones no deberá ser inferior a $80 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Chapa nervada cuya fibra inferior forma un ángulo agudo con el nervio



Chapa nervada cuya fibra inferior forma un ángulo obtuso con el nervio

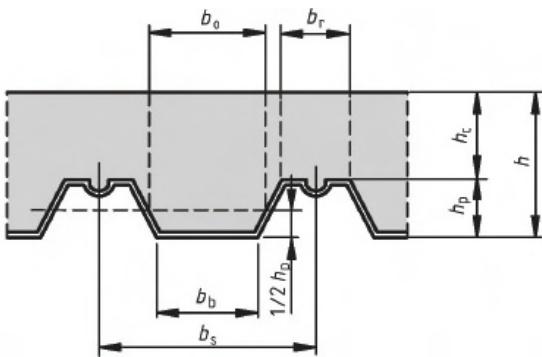


Figura A30.9.2 Dimensiones de chapa y losa

- (5) La separación entre barras de armado no deberá superar el valor menor de los valores entre $2h$ y 350 mm .

9.2.2 Áridos

- (1) El tamaño nominal de los áridos se determinará en función de la dimensión más pequeña de los elementos estructurales en donde el hormigón sea vertido y no deberá superar el menor de los siguientes valores:

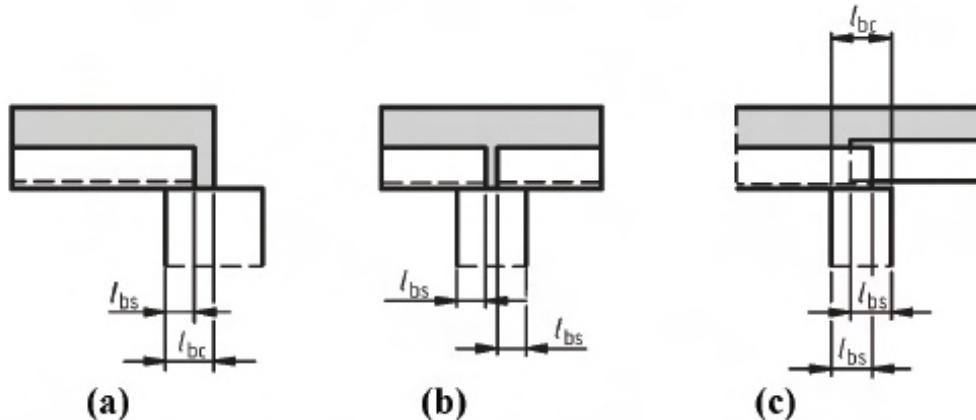
- $0,40 h_c$, véase la figura A30.9.2,
- $b_0/3$, donde b_0 es el ancho medio de los nervios (mínimo ancho para las chapas nervadas cuya fibra inferior forme un ángulo agudo con el nervio), véase la figura A30.9.2,
- $31,5\text{ mm}$ (tamiz C 31,5).

9.2.3 Requisitos de apoyo

- (1) La longitud de apoyo será la necesaria para garantizar que no sufran daño ni la losa ni el apoyo; de forma que la sujeción de la chapa en el apoyo pueda conseguirse sin daño sobre este y sin que se produzca un fallo como resultado de un desplazamiento accidental durante el montaje.

- (2) Las longitudes de apoyo l_{bc} y l_{bs} definidas en la figura A30.9.3 no deberán ser inferiores a los siguientes valores límite:

- para losas mixtas apoyadas en acero u hormigón: $l_{bc} = 75\text{ mm}$ y $l_{bs} = 50\text{ mm}$,
- para losas mixtas apoyadas en otros materiales: $l_{bc} = 100\text{ mm}$ y $l_{bs} = 70\text{ mm}$.



Nota: El solape de algunos perfiles laminados no es posible en la práctica.

Figura A30.9.3 Longitudes mínimas de apoyo

9.3 Acciones y solicitudes

9.3.1 Situaciones de proyecto

- (1) Toda situación de proyecto relevante y estado límite deberá considerarse en el cálculo para asegurar un grado adecuado de seguridad y comportamiento en servicio.
- (2) Deberán considerarse las siguientes situaciones:
 - a) Chapas de acero nervadas actuando como encofrados: Se requerirá una comprobación del comportamiento de la chapa nervada mientras actúe como encofrado del hormigón fresco. Deberá tenerse en cuenta el efecto de los apeos, si los hubiera,
 - b) losa mixta: Se requerirá comprobación para la losa de forjado una vez haya comenzado el comportamiento mixto y se haya retirado cualquier apeo.

9.3.2 Acciones sobre la chapa de acero nervada como encofrado

- (1) Deberán tenerse en cuenta las siguientes cargas en el cálculo de la chapa de acero como encofrado:

- el peso del hormigón y de la chapa de acero,
- las cargas de construcción incluyendo acumulaciones locales del hormigón durante la construcción, de acuerdo la legislación específica vigente,
- la carga de almacenaje, si hubiera,
- el efecto de la deformación como encofrado (aumento del canto del hormigón debido a la flecha de la chapa).

- (2) Si la flecha central δ de la chapa bajo su propio peso más el del hormigón fresco, calculada para el estado límite de servicio, es menor que 1/10 del canto de la losa, el efecto debido a la deformación del encofrado podrá despreciarse en el cálculo de la chapa de acero. Si se supera este límite, deberá tenerse en cuenta el efecto. Podrá suponerse en el cálculo que el espesor nominal de hormigón aumenta sobre todo el vano en $0,7\delta$.

9.3.3 Acciones sobre la losa mixta

- (1) Las cargas y disposiciones de cargas deberán ser acordes con la reglamentación específica vigente.
- (2) En las comprobaciones de cálculo de los Estados Límite Últimos, podrá suponerse que todas las cargas actúan sobre la losa mixta, siempre que esta hipótesis se tome también para el cálculo del rasante.

9.4 Determinación de esfuerzos

9.4.1 Chapas de acero nervadas actuando como encofrados

- (1) Para los Estados Límite de Servicio deberán usarse métodos de análisis lineales.

9.4.2 Análisis de la losa mixta

- (1) Podrán aplicarse los siguientes métodos de análisis para los Estados Límite Últimos:
 - a) análisis elástico lineal con o sin redistribución,
 - b) análisis rígido-plástico global, siempre que se demuestre que las secciones que precisen rótulas plásticas tienen suficiente capacidad de giro,
 - c) análisis elasto-plástico, teniendo en cuenta las propiedades no lineales de los materiales.
- (2) Los métodos lineales de análisis deberán utilizarse para los Estados Límite de Servicio.
- (3) Si se desprecian los efectos de fisuración del hormigón en el dimensionamiento para los Estados Límite Últimos, los momentos flectores en los apoyos intermedios podrán reducirse opcionalmente hasta un 30% y deberán hacerse los correspondientes aumentos en los momentos flectores positivos en los vanos adyacentes.
- (4) Se podrá aplicar en Estados Límite Últimos el análisis plástico sin ninguna comprobación directa de la capacidad de giro si la armadura pasiva utilizada es de la clase C de acuerdo con el Apéndice C del Anejo 19 del Código Estructural y la luz no supera los 3,0 m.
- (5) Una losa continua podrá dimensionarse como una serie de vanos simplemente apoyados. Deberá disponerse una armadura nominal sobre los apoyos intermedios de acuerdo con el apartado 9.8.1.

9.4.3 Anchura eficaz de la losa mixta para cargas puntuales concentradas y lineales

- (1) A menos que se realice un análisis más preciso, podrá considerarse que tanto las cargas puntuales como las lineales actúan sobre una anchura eficaz que tiene en cuenta la distribución de la carga a través del espesor de la losa.
- (2) Las cargas concentradas puntuales o lineales paralelas al vano de la losa deberán considerarse distribuidas en una anchura b_m , medida inmediatamente sobre los nervios de la chapa, véase la figura A30.9.4, y dada como:

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_f) \quad (9.1)$$

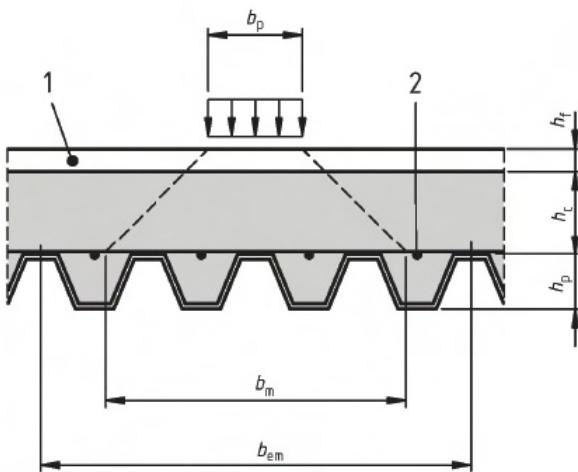


Figura A30.9.4 Distribución de la carga concentrada

(3) Para cargas concentradas lineales perpendiculares al vano de la losa, deberá utilizarse la expresión (9.1) para b_m , tomando b_p como la longitud de aplicación de la carga concentrada lineal.

(4) Si h_p/h no supera 0,6 veces el ancho de la losa considerada como eficaz para el análisis global y para el cálculo de la resistencia, podrá determinarse de forma simplificada mediante las expresiones (9.2) a (9.4).

(a) para flexión y rasante:

- para vanos simples y exteriores de losas continuas

$$b_{em} = b_m + 2L_p \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \leq \text{ancho de la losa} \quad (9.2)$$

- para vanos interiores de losas continuas

$$b_{em} = b_m + 1,33L_p \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \leq \text{ancho de la losa} \quad (9.3)$$

(b) para cortante:

$$b_{ev} = b_m + L_p \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \leq \text{ancho de la losa} \quad (9.4)$$

donde:

L_p es la distancia del centro de la carga al apoyo más cercano

L es la longitud del vano.

(5) Si la carga característica impuesta no supera los siguientes valores, podrá utilizarse una armadura transversal nominal sin más cálculos:

- carga concentrada: 7,5 kN,
- carga distribuida: 5,0 kN/m².

Esta armadura transversal nominal deberá tener un área no menor del 0,2% del área de hormigón estructural sobre los nervios y deberá extenderse en una anchura no menor que b_{em} , calculado de acuerdo a este apartado. Las longitudes mínimas de anclaje deberán disponerse más allá de esta

anchura de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural. La armadura dispuesta para otros propósitos podrá colaborar en el cumplimiento de todos o parte de estos requisitos.

(6) Cuando la condición del punto (5) no se cumpla, deberá determinarse la distribución de los momentos flectores debida a cargas concentradas lineales o puntuales y disponerse una armadura transversal suficiente de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural.

9.5 Comprobación de la chapa de acero nervada como encofrado en estados límite últimos

(1) La comprobación de la chapa de acero nervada en los Estados Límite Últimos queda fuera del ámbito del Código Estructural. Deberá considerarse el efecto de los resalte y las hendiduras en las resistencias de cálculo.

9.6 Comprobación de la chapa de acero nervada como enconfrado en estados límite de servicio

(2) La flecha δ_s de la chapa sometida a su propio peso más el peso del hormigón fresco, excluyendo las cargas de ejecución, no deberá superar el valor de $\delta_{s,max} L/180$, siendo L la luz eficaz. Para la determinación de la luz eficaz se tendrán en cuenta los apeos en caso de existir.

9.7 Comprobación de las losas mixtas en los estados límite últimos

9.7.1 Criterios de proyecto

(1) Los valores de cálculo de los esfuerzos no deberán superar los valores de cálculo de las resistencias para los Estados Límite Últimos correspondientes.

9.7.2 Flexión

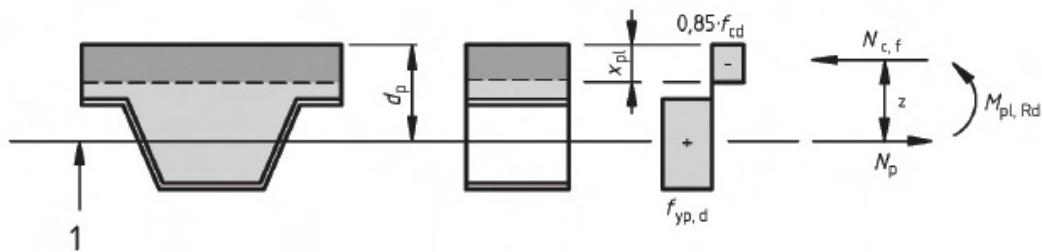
(1) En caso de conexión total a rasante, el momento resistente M_{Rd} de cualquier sección deberá determinarse mediante la teoría plástica, de acuerdo con el apartado 6.2.1.2(1), pero tomando el límite elástico del elemento de acero (chapa) igual a $f_{yp,d}$.

(2) Para los momentos negativos, la contribución de la chapa de acero deberá considerarse únicamente cuando la chapa sea continua y no se haya utilizado la redistribución de momentos durante la fase de construcción por plastificación de las secciones transversales sobre los apoyos.

(3) Para determinar el área eficaz A_{pe} de la chapa de acero, el ancho del relieve y las hendiduras en la chapa deberá despreciarse, salvo que se demuestre mediante ensayos que el área eficaz es mayor.

(4) El efecto del pandeo local de las partes comprimidas de la chapa deberá analizarse teniendo en cuenta que las anchuras eficaces no superen el doble del límite establecido en el Anejo 22 del Código Estructural, tabla A22.5.2, para almas de acero de Clase 1.

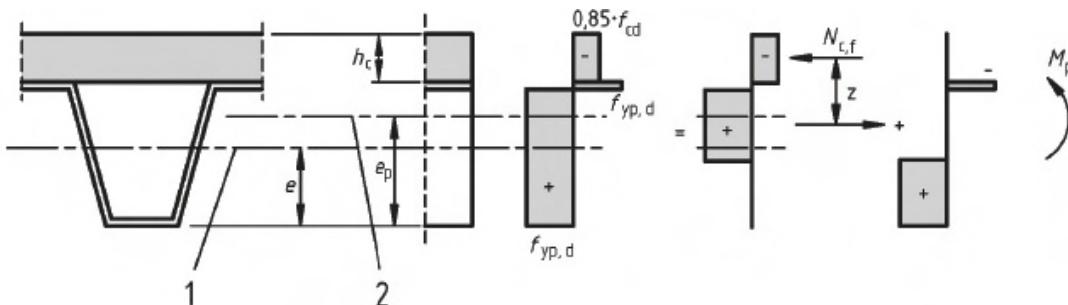
(5) El valor de cálculo del momento resistente a flexión positiva de una sección con la fibra neutra situada por encima de la chapa deberá calcularse mediante la distribución de tensiones de la figura A30.9.5.



1 Centro de gravedad de la chapa de acero nervada.

Figura A30.9.5 Distribución de tensiones para momentos positivos si la fibra neutra está sobre la chapa de acero

(6) El valor de cálculo del momento resistente a flexión positiva con la fibra neutra dentro de la chapa deberá calcularse mediante la distribución de tensiones de la figura A30.9.6.



1 Centro de gravedad de la chapa de acero nervada.

2 Fibra neutra plástica de la chapa de acero nervada.

Figura A30.9.6 Distribución de tensiones para momentos positivos si la fibra neutra está en la chapa de acero

Por simplificación z y M_{pr} podrán determinarse con las siguientes expresiones respectivamente:

$$z = h - 0,5h_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{A_{pe}f_{yp,d}} \quad (9.5)$$

$$M_{pr} = 1,25M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{A_{pe}f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa} \quad (9.6)$$

(7) Si la contribución de la chapa de acero se desprecia, el momento resistente a flexión negativa de una sección deberá calcularse mediante la distribución de tensiones de la figura A30.9.7.

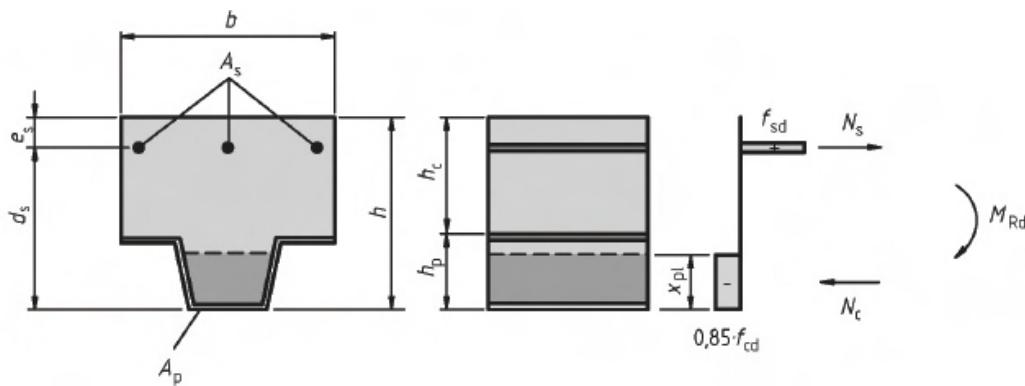


Figura A30.9.7 Distribución de tensiones para momentos negativos

9.7.3 Esfuerzo rasante en losas sin anclajes en los extremos

(1) Las disposiciones de este apartado son de aplicación en losas mixtas con engarces mecánicos o de fricción (tipos (a) o (b) definidos en 9.1.2.1)

(2) El valor de cálculo de la resistencia al rasante deberá determinarse mediante el método $m - k$, véase los puntos (4) y (5) siguientes, o por el método de la conexión parcial dado en los puntos (7) a (10). El método de la conexión parcial deberá utilizarse únicamente para losas mixtas con comportamiento dúctil a rasante.

(3) El comportamiento a rasante deberá considerarse como dúctil si la carga límite supera la carga que produce un deslizamiento acumulado en el extremo de $0,1 \text{ mm}$ en más de un 10%. Si la carga de rotura se alcanza para una flecha en el centro de vano superior a $L/50$, la carga límite deberá tomarse como la carga que produce una flecha en el centro de vano de $L/50$.

(4) Si se aplica el método $m - k$ deberá comprobarse que el cortante máximo solicitante V_{Ed} para una anchura de la losa b no supera la resistencia de cálculo a cortante $V_{1,Rd}$, determinada a partir de la siguiente expresión:

$$V_{1,Rd} = \frac{bd_p}{\gamma_{VS}} \left(\frac{mA_p}{bL_s} + k \right) \quad (9.7)$$

donde:

b, d_p están en mm

A_p es el área nominal de la chapa en mm^2

m, k son los valores de cálculo para los coeficientes empíricos en N/mm^2 obtenidos de los ensayos de la losa de acuerdo con los requisitos básicos del método $m - k$

L_s es la luz de cortante en mm , definida en el punto (5)

γ_{VS} es el coeficiente parcial de seguridad en Estado Límite Último. El valor para su utilización será $\gamma_{VS} = 1,25$.

NOTA 2: El método de ensayo recogido en el Apéndice B podrá suponerse que satisface los requisitos básicos del método $m - k$.

NOTA 3: En la expresión (9.7) se utilizará el área nominal A_p porque este valor se utiliza habitualmente para las evaluaciones de ensayos para determinar m y k .

(5) Para el cálculo, L_s deberá tomarse como :

- $L/4$ para una carga aplicada uniformemente en toda la longitud del vano,
- la distancia entre la carga aplicada y el apoyo más cercano para dos cargas iguales y dispuestas simétricamente,
- para otras disposiciones de cargas, incluyendo una combinación de cargas distribuidas y cargas puntuales asimétricas, deberá hacerse una evaluación basada en la experimentación o mediante el siguiente cálculo aproximado. La longitud del vano a cortante deberá tomarse como el máximo momento dividido por el mayor esfuerzo cortante vertical adyacente a los apoyos del vano considerado.

(6) Cuando se dimensione una losa mixta como continua, se permitirá la utilización de vanos isostáticos de longitud equivalente para la determinación de la resistencia. La longitud del vano deberá tomarse como:

- $0,8L$ para vanos intermedios,
- $0,9L$ para vanos exteriores.

(7) Si se aplica el método de la conexión parcial deberá comprobarse que en cualquier sección el momento de cálculo M_{Ed} no supera el momento resistente de cálculo M_{Rd} .

(8) El momento resistente de cálculo M_{Rd} deberá determinarse como establece el apartado 9.7.2(6) pero sustituyendo N_{cf} por:

$$N_c = \tau_{u,Rd} b L_x \leq N_{cf} \quad (9.8)$$

y

$$z = h - 0,5x_{pl} - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_{pe} f_{yp,d}} \quad (9.9)$$

donde:

$\tau_{u,Rd}$ es el valor de cálculo de la resistencia a cortante ($\tau_{u,Rd}/\gamma_{VS}$) obtenida mediante ensayos de la losa que cumplen con los requisitos básicos del método de interacción parcial

L_x es la distancia de la sección considerada al apoyo más cercano.

$\gamma_{VS} = 1,25$.

NOTA 2: El método de ensayo dado en el Apéndice B podrá suponerse que cumple con los requisitos básicos para la determinación de $\tau_{u,Rd}$.

(9) En la expresión (9.8) N_c podrá aumentarse en μR_{Ed} , siempre que $\tau_{u,Rd}$ se determine teniendo en cuenta el rasante adicional producido por la reacción del apoyo, donde:

R_{Ed} es la reacción en el apoyo

μ es el coeficiente nominal. El valor para su utilización será $\mu = 0,5$.

(10) En el método de conexión parcial podrá tenerse en cuenta la armadura inferior adicional.

9.7.4 Esfuerzo rasante en losas con anclajes en los extremos

(1) Salvo que se demuestre mediante ensayos que otros dispositivos de cortante contribuyen a la resistencia a rasante, el anclaje en el extremo tipo (c), como se define en el apartado 9.1.2.1, deberá dimensionarse mediante la fuerza a tracción en la chapa de acero en Estado Límite Último.

(2) El valor de cálculo de la resistencia a rasante de las losas con anclajes en los extremos tipo (c) y (d), como se define en el apartado 9.1.2.1, podrá determinarse por el método de conexión parcial dado en el apartado 9.7.3(7), con N_c incrementado por la resistencia de cálculo del anclaje extremo.

(3) La resistencia de cálculo a rasante $P_{pb,Rd}$ de un perno soldado a través de la chapa y utilizado como anclaje en el extremo, deberá tomarse como el menor de los valores siguientes: la resistencia a cortante de cálculo de un perno de acuerdo con 6.6.4.2 y la capacidad de carga de la chapa determinada por la siguiente expresión:

$$P_{pb,Rd} = k_\varphi d_{do} t f_{yp,d} \quad (9.10)$$

con

$$k_\varphi = 1 + a/d_{do} \leq 6,0 \quad (9.11)$$

donde:

d_{do} es el diámetro del anillo de soldadura que puede tomarse como 1,1 veces el diámetro del vástago del perno

- a* es la distancia desde el centro del perno al extremo de la chapa, que no será menor que $1,5d_{do}$
t es el espesor de la chapa.

9.7.5 Cortante

(1) La resistencia a cortante $V_{p,Rd}$ de una losa mixta en una anchura igual a la distancia entre los centros de los nervios, deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.2 del Anejo 19 del Código Estructural.

9.7.6 Punzonamiento

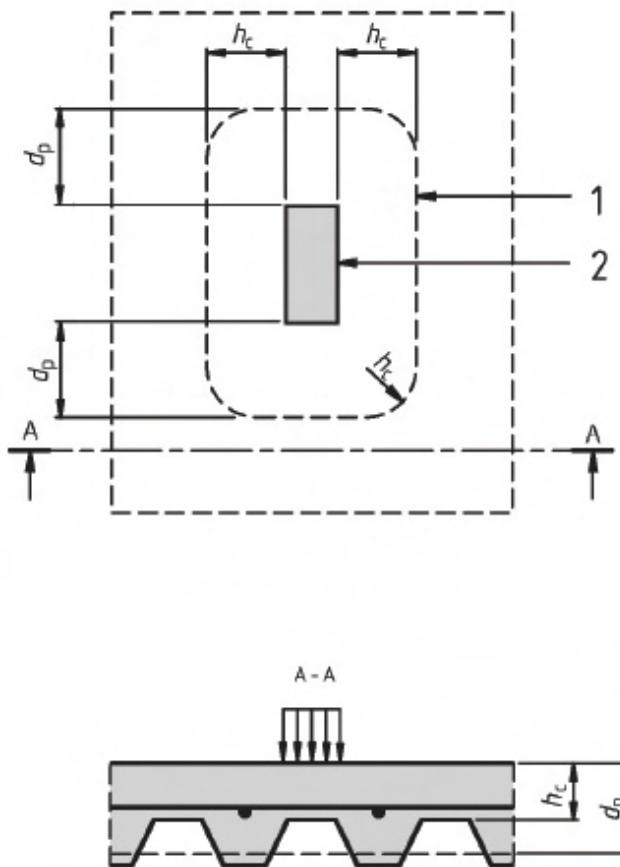
(1) La resistencia a punzonamiento $V_{p,Rd}$ de una losa mixta sometida a una carga concentrada deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.4.4 del Anejo 19 del Código Estructural, donde el perímetro crítico deberá determinarse como muestra la figura A30.9.8.

9.8 Comprobación de las losas mixtas en estado límite de servicio

9.8.1 Control de la fisuración del hormigón

(1) La abertura de fisura en zonas de momentos negativos de losas continuas deberá comprobarse de acuerdo con el apartado 7.3 del Anejo 19 del Código Estructural.

(2) Cuando la losa continua esté dimensionada como simplemente apoyada de acuerdo con el apartado 9.4.2(5), la cuantía mínima de la armadura de refuerzo sobre los nervios no deberá ser menor al 0,2% del área de la sección de hormigón sobre los nervios para construcciones no apeadas y del 0,4% en construcciones apeadas.



1 Perímetro crítico c_p .

2 Área cargada.

Figura A30.9.8 Perímetro crítico en punzonamiento

9.8.2 Flechas

- (1) Es de aplicación el apartado 3.4.3 del Anejo 18 del Código Estructural.
- (2) Las flechas debidas a cargas aplicadas sobre la chapa de acero quedan fuera del ámbito de este Código Estructural, debiendo calcularse de acuerdo a normativa técnica específica.
- (3) Las flechas debidas a cargas aplicadas sobre el elemento mixto deberán calcularse aplicando un análisis elástico de acuerdo con el apartado 5, despreciando los efectos de la retracción.
- (4) Los cálculos de la flecha podrán omitirse si:
 - la relación canto-luz no supera los límites establecidos en el apartado 7.4 del Anejo 19 del Código Estructural para hormigones poco cargados, y
 - se cumple el punto (6), para despreciar los efectos del deslizamiento en el extremo.
- (5) Para un vano intermedio de una losa continua donde la conexión a rasante sea como la definida en el apartado 9.1.2.1 (a), (b) o (c), la flecha podrá determinarse utilizando las siguientes aproximaciones:
 - el momento de inercia se podrá tomar como la media de los valores de las secciones fisurada y no fisurada,

- para el hormigón, podrá utilizarse un valor medio del coeficiente de homogeneización para efectos a corto plazo y diferidos.

(6) Para vanos exteriores, si la carga que produce el comienzo del deslizamiento en la interfaz de la unión del extremo, determinada mediante ensayos, (definida como la carga ausente de un deslizamiento en el extremo de 0,5 mm) supera en 1,2 veces el valor de cálculo de la carga de servicio, no será necesario considerar el deslizamiento.

(7) Se dispondrán anclajes en los extremos si el desplazamiento en el extremo de la conexión para una carga 1,2 veces menor que el valor de cálculo de la carga de servicio, supera 0,5 mm. Como alternativa, deberán calcularse flechas considerando los efectos de los deslizamientos en los extremos.

(8) Si no se conoce experimentalmente la influencia de la conexión a rasante entre la chapa y el hormigón para una losa inferior con anclaje en el extremo deberá calcularse de forma simplificada como un arco con una barra traccionada. De este modelo, se obtendrán los alargamientos y acortamientos que proporcionan la flecha a considerar.

Apéndice A Recomendaciones para determinar la rigidez de los componentes de la unión en edificación

A.1 Alcance

(1) La rigidez de los siguientes componentes básicos de la unión podrá determinarse de acuerdo con el apartado A.2.1:

- armadura longitudinal traccionada,
- chapa de contacto de acero comprimida.

(2) El Anejo 26 del Código Estructural define los coeficientes de rigidez k_i , en la expresión (6.27). La rigidez de los componentes identificados en dicho anexo podrá tomarse como se establece en ella, salvo en lo dispuesto en el apartado A.2.2 siguiente.

(3) La rigidez de las almas embebidas en hormigón en secciones de pilares de acero podrá determinarse de acuerdo con el apartado A.2.3 siguiente.

(4) La influencia del deslizamiento de la conexión a rasante en la rigidez de una unión podrá determinarse de acuerdo con el apartado A.3.

A.2 Coeficientes de rigidez

A.2.1 Componentes básicos de las uniones

A.2.1.1 Armadura longitudinal traccionada

(1) El coeficiente de rigidez $k_{s,r}$ para la fila r podrá obtenerse de la tabla A30.A.1.

A.2.1.2 Chapa de contacto de acero comprimida

(1) El coeficiente de rigidez podrá tomarse infinito.

Tabla A30.A.1 Coeficiente de rigidez $k_{s,r}$

Configuración	Carga	Coeficiente de rigidez
De un lado	-	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{3,6h}$
	$M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h/2}$
De dos lados	$M_{Ed,1} > M_{Ed,2}$	<p>Para la unión con $M_{Ed,1}$:</p> $k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \left(\frac{1+\beta}{2} + K_\beta \right)}$ <p>con:</p> $K_\beta = \beta(4.3\beta^2 - 8,9\beta + 7,2)$ <p>Para la unión con $M_{Ed,2}$:</p> $k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \left(\frac{1-\beta}{2} \right)}$

$A_{s,r}$	es el área de la armadura longitudinal en la fila r en el ancho eficaz del ala de hormigón determinado para la sección en la conexión de acuerdo con el apartado 5.4.1.2
$M_{Ed,i}$	es el momento de cálculo aplicado a la conexión i por una viga conectada, véase la figura A30.A.1
h	es el canto de la sección del acero del pilar, véase la figura A30.6.17
β	es el parámetro de transformación según el apartado 5.3 del Anejo 26 del Código Estructural.

Nota: El coeficiente de rigidez para $M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$ es aplicable a las configuraciones de uniones viga-viga por ambos lados bajo la misma situación de carga, siempre que la anchura del ala de la viga primaria de apoyo sustituya el canto h de la sección del pilar.

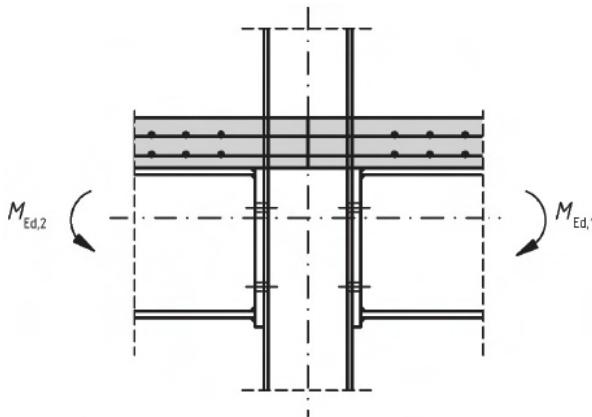


Figura A30.A.1 Unión con momentos flectores

A.2.2 Otros componentes en uniones mixtas

A.2.2.1 Alma del pilar solicitada a cortante

(1) Para refuerzos no rigidizados en una unión con conexión mediante chapa de contacto de acero, el coeficiente de rigidez k_1 podrá tomarse como 0,87 veces el valor dado según el Anejo 26 del Código Estructural, tabla A26.6.11.

A.2.2.2 Alma del pilar solicitada a compresión transversal

(1) En las uniones entre un alma no rigidizada y una chapa de contacto, el coeficiente de rigidez k_2 podrá tomarse como:

$$k_2 = \frac{0,2b_{eff,c,wc}t_{wc}}{d_c} \quad (\text{A.1})$$

donde:

$b_{eff,c,wc}$ es el ancho eficaz del alma del pilar comprimido, véase el apartado 8.4.3.1.

El apartado 6 del Anejo 26 del Código Estructural define otros términos.

A.2.3 Componentes de refuerzo

A.2.3.1 Alma del pilar solicitada a cortante

(1) Cuando el alma del pilar de acero esté embebida en hormigón, véase la figura A30.6.17(b), la rigidez del refuerzo podrá aumentarse para considerar el revestimiento. El incremento $k_{1,c}$ del coeficiente de rigidez k_1 podrá determinarse como

$$k_{1,c} = 0,06 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{b_c h_c}{\beta_z} \quad (\text{A.2})$$

donde:

E_{cm} es el módulo de elasticidad del hormigón

z es el brazo mecánico, véase la figura A26.6.15 del Anejo 26 del Código Estructural.

A.2.3.2 Alma del pilar solicitada a compresión transversal

(1) Cuando el alma del pilar de acero esté embebida en hormigón, véase la figura A30.6.17 (b), la rigidez del alma del pilar comprimido podrá aumentarse para tener en cuenta el revestimiento.

(2) Para la conexión por chapa de contacto, el coeficiente $k_{2,c}$ que debe sumarse al coeficiente de rigidez k_2 podrá determinarse como:

$$k_{2,c} = 0,13 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{t_{eff,c} b_c}{h_c} \quad (\text{A.3})$$

donde:

$t_{eff,c}$ es la longitud eficaz de hormigón, véase el apartado 8.4.4.2(2).

(3) Para una conexión en el extremo mediante chapa de contacto, el incremento $k_{2,c}$ podrá determinarse como:

$$k_{2,c} = 0,5 \frac{E_{cm}}{E_a} \frac{t_{eff,c} b_c}{h_c} \quad (\text{A.4})$$

A.3 Deformación de la conexión a rasante

(1) Salvo que se considere la deformación de la conexión a rasante mediante un método más preciso, la influencia del deslizamiento de una unión podrá determinarse mediante los puntos (2) a (5) siguientes.

(2) El coeficiente de rigidez $k_{s,r}$, véase el apartado A.2.1.1, podrá multiplicarse por el coeficiente de reducción k_{slip} :

$$k_{slip} = \frac{1}{1 + \frac{E_s k_{s,r}}{K_{sc}}} \quad (\text{A.5})$$

con:

$$K_{sc} = \frac{N k_{sc}}{v - \left(\frac{v-1}{1+\xi}\right) \frac{h_s}{d_s}} \quad (\text{A.6})$$

$$v = \sqrt{\frac{(1+\xi) N k_{sc} l d_s^2}{E_a I_a}} \quad (\text{A.7})$$

$$\xi = \frac{E_a I_a}{d_s^2 E_s A_s} \quad (\text{A.8})$$

donde:

h_s	es la distancia entre las barras longitudinales traccionadas y el centro de la compresión; véase el Anejo 26 del Código Estructural, figura A26.6.15 para el centro de compresión
d_s	es la distancia entre las barras longitudinales traccionadas y el centro de gravedad de la sección de la viga de acero
I_a	es el momento de inercia de la sección acero estructural
l	es la longitud de la viga adyacente a la unión que esta solicitada a momentos negativos, en la que el pórtico arriostrado podrá tomarse como el 15% de la longitud del vano
N	es el número de conectadores dispuestos a lo largo de l
k_{sc}	es la rigidez de un conectador.

(3) La rigidez del conectador, k_{sc} , podrá tomarse como $0,7P_{Rk}/s$, donde:

P_{Rk}	es la resistencia característica del conectador
s	es el deslizamiento, calculado mediante ensayos de cizallamiento de acuerdo con el Apéndice B, a una carga de $0,7P_{Rk}$.

(4) De forma alternativa, para una losa maciza o mixta en la que el coeficiente de reducción k_t sea unitario, véase el apartado 6.6.4.2, podrán suponerse los siguientes valores aproximados para k_{sc} :

- para pernos de 19 mm de diámetro: 100 kN/mm
- para angulares conformados en frío de 80 a 100 mm de canto: 70 kN/mm

(5) Para uniones mixtas con más de una capa de armaduras consideradas eficaces en tracción, se aplica el punto (2) anterior siempre que las capas se representen por una única capa de área equivalente y a unas distancias equivalentes del centro de compresiones y del centro de la sección de la viga de acero.

Apéndice B Ensayos normalizados recomendados

B.1 Generalidades

- (1) Las reglas de este anexo se indican para:
- ensayos de conectadores en el apartado B.2 y
 - ensayos de losas de forjados mixtos en el apartado B.3.

NOTA: Estos procedimientos normalizados para ensayos se incluyen en ausencia de los Documentos de Evaluación Europeos, DEE.

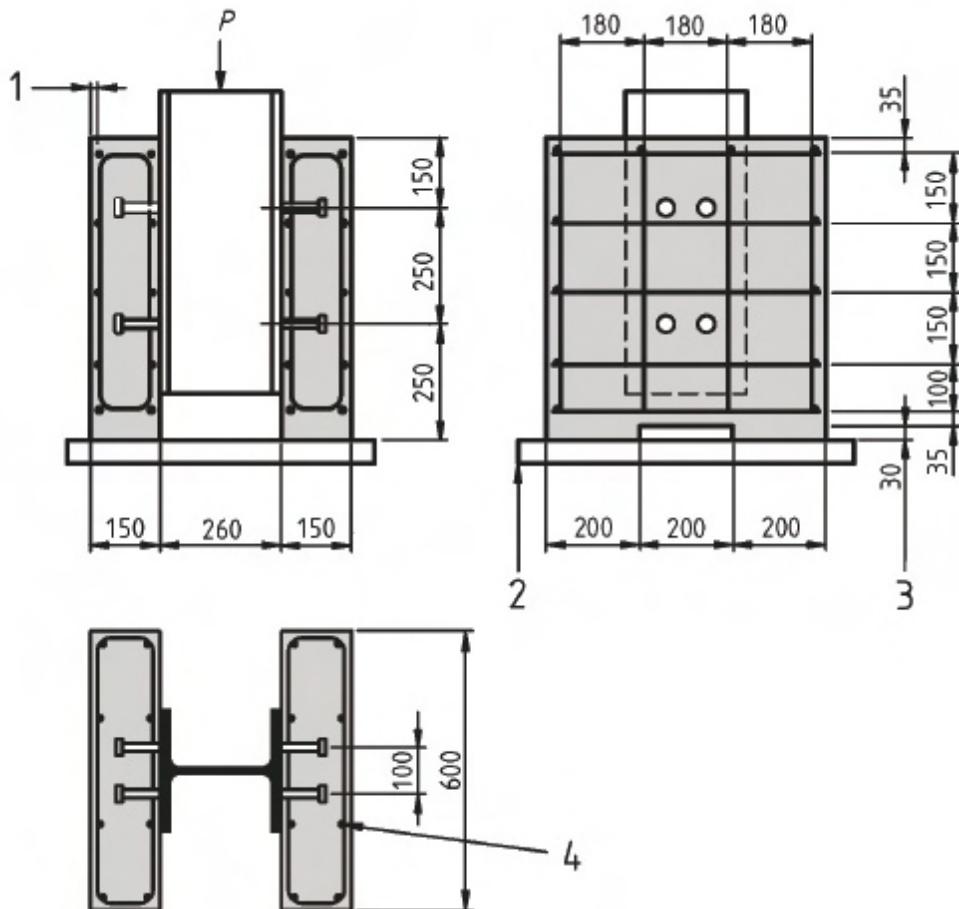
B.2 Ensayos de los conectadores

B.2.1 Generalidades

- (1) Cuando las reglas de cálculo en el apartado 6.6 no sean de aplicación, el dimensionamiento deberá basarse en ensayos, desarrollados de forma que proporcionen información de las propiedades de las conexiones a cortante requeridas para el cálculo de acuerdo con este anexo.
- (2) Las variables a investigar incluyen la geometría y las propiedades mecánicas de la losa de hormigón, los conectadores y las armaduras.
- (3) La resistencia a las cargas, distintas de las de fatiga, podrá determinarse mediante ensayos de cizallamiento de acuerdo con los requisitos de este apéndice.
- (4) Para ensayos de fatiga la probeta deberá prepararse también de acuerdo a este apéndice.

B.2.2 Preparación del ensayo

- (1) Cuando los conectadores se utilicen en vigas en T con losas de hormigón de espesor uniforme, o con nervios que cumplan con el apartado 6.6.5.4 de este anexo, podrán realizarse ensayos a compresión normalizados. En otros casos, deberán realizarse ensayos a cizallamiento específicos.
- (2) Para los ensayos de cizallamiento normalizados, las dimensiones de la probeta, la sección de acero y la armadura deberán disponerse como establece la figura A30. B.1. El rebaje en la losa de hormigón es opcional.
- (3) Los ensayos de cizallamiento específicos deberán llevarse a cabo de tal forma que las losas y la armadura se dimensionen adecuadamente en relación con las vigas para las que se diseña el ensayo.
- la longitud l de cada losa deberá relacionarse con la separación longitudinal de los conectores en la estructura mixta,
 - el ancho b de cada losa no deberá superar el ancho eficaz de la losa de la viga,
 - el espesor h de cada losa no deberá superar el espesor mínimo de la losa en la viga,
 - cuando el nervio de una viga no cumpla con el apartado 6.6.5.4, las losas de la probeta de cizallamiento deberán tener el mismo nervio y armado que la viga.



1 Recubrimiento de 15 mm.

2 Lecho de mortero o yeso.

3 Rebaje opcional.

4 Armadura: Barras corrugadas $\phi 10 \text{ mm}$ de alta adherencia con $450 \leq f_{sk} \leq 550 \text{ N/mm}^2$.

Sección de acero: HE 260 B o UC 254x254x89 kg.

Figura A30.B.1 Probeta para un ensayo de cizallamiento normalizado

B.2.3 Preparación de las probetas

- (1) Las losas de hormigón deberán ejecutarse en posición horizontal, como se hace en la práctica para vigas mixtas.
- (2) Deberá evitarse la adherencia en el contacto entre alas de la viga de acero y el hormigón untando las alas de grasa o por otros medios apropiados.
- (3) La probeta para el ensayo de cizallamiento deberán curarse al aire.
- (4) De cada amasada deben prepararse un mínimo de cuatro probetas de hormigón (cilíndricas o cúbicas) para determinar la resistencia cilíndrica a la vez que se hormigonan las probetas para el ensayo de cizallamiento. Estas probetas de hormigón deberán curarse junto con las probetas para el ensayo a cizallamiento. La resistencia del hormigón f_{cm} deberá tomarse como el valor medio.
- (5) La resistencia a compresión f_{cm} del hormigón en el momento del ensayo deberá ser el $70\% \pm 10\%$ de la resistencia específica del hormigón f_{ck} de las vigas para las que se diseña el ensayo. Este

requisito se podrá cumplir utilizando hormigón de la resistencia especificada, pero ensayando antes de los 28 días del hormigonado de las probetas.

(6) Se determinarán el límite elástico, la resistencia a tracción y el alargamiento en rotura de una probeta representativa de material conectador.

(7) Si se utilizan chapas de acero nervadas en las losas, para determinar su resistencia a tracción y límite elástico, deberán realizarse ensayos sobre probetas extraídas de las mismas chapas que se utilizarán para los ensayos de cizallamiento.

B.2.4 Procedimiento del ensayo

(1) Primero, la carga deberá aplicarse en incrementos hasta el 40% de la carga de rotura esperada y después deben aplicarse 25 ciclos con una carga variable entre el 5% y el 40% de la carga de rotura esperada.

(2) Los incrementos de carga posteriores deberán aplicarse de forma que no se produzca la rotura antes de 15 minutos.

(3) El desplazamiento longitudinal entre la losa de hormigón y la sección de acero deberá medirse continuamente durante la carga o para cada incremento de carga. El desplazamiento deberá medirse al menos hasta que la carga haya descendido un 20% desde su valor máximo.

(4) Deberá medirse tan cerca como sea posible de cada grupo de conectadores la separación transversal entre la sección de acero y la losa.

B.2.5 Evaluación del ensayo

(1) Si se llevan a cabo tres ensayos de probetas normalizadas idénticas y la desviación del resultado de cualquier ensayo individual respecto del valor medio obtenido de todos los ensayos no supera el 10%, la resistencia de cálculo podrá determinarse como sigue:

- la resistencia característica P_{Rk} deberá tomarse como la carga de rotura mínima (dividida por el número de conectadores) reducida en un 10%,
- la resistencia de cálculo P_{Rd} deberá calcularse como:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (B.1)$$

donde:

- f_u es la resistencia última específica mínima del material conectador
 f_{ut} es la resistencia última real del material conectador en la probeta del ensayo, y
 γ_V es el coeficiente parcial de seguridad de la conexión a rasante. El valor a utilizar será $\gamma_V = 1,25$.

(2) Si la desviación del valor medio supera el 10%, deberán realizarse al menos tres ensayos más del mismo tipo. En tal caso, deberá llevarse a cabo la evaluación del ensayo de acuerdo con el Anejo 18 del Código Estructural, Apéndice D.

(3) Cuando el conectador se componga de dos elementos separados, uno para resistir el rasante y otro para resistir las fuerzas que tienden a separar la losa de la viga de acero, los tirantes que resisten la separación deberán tener suficiente rigidez y fuerza para que la separación en los ensayos de compresión, medida cuando los conectadores estén sometidos al 80% de su carga última, sea menor que la mitad del movimiento longitudinal de la losa relativo a la viga.

(4) La capacidad de deslizamiento de la probeta δ_u deberá tomarse como el desplazamiento máximo medido en el nivel de carga característico, como muestra la figura A30.B.2. La capacidad de

deslizamiento característica δ_{uk} deberá tomarse como el valor mínimo de ensayo de δ_u , reducido en un 10%, o determinarse por evaluación estadística de todos los resultados de los ensayos. En el último caso, la capacidad de deslizamiento característico deberá determinarse de acuerdo con el Anejo 18 del Código Estructural, Apéndice D.

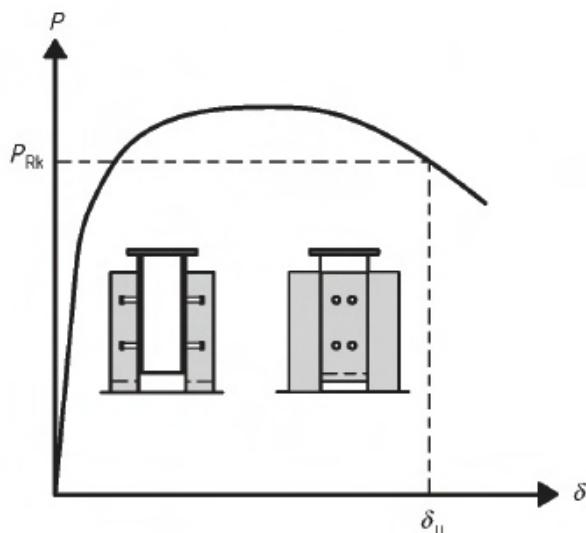


Figura A30.B.2 Determinación de la capacidad de deslizamiento δ_u

B.3 Ensayo de las losas mixtas en forjados

B.3.1 Generalidades

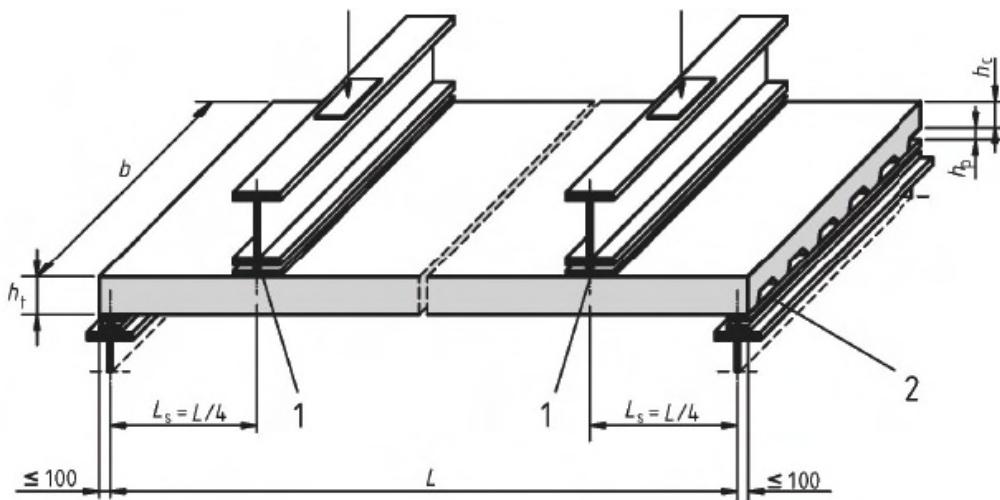
- (1) Los ensayos de las losas mixtas en forjados deberán utilizarse para la determinación de los coeficientes m y k o del valor $\tau_{u,Rd}$ a utilizar en la comprobación de la resistencia a rasante que se establece en el apartado 9.
- (2) El comportamiento a rasante se clasifica como frágil o dúctil según las curvas carga-flecha. El comportamiento se considera dúctil si cumple con el apartado 9.7.3(3). En caso contrario el comportamiento se clasifica como frágil.
- (3) Las variables a investigar incluyen el espesor y tipo de chapa de acero, el tipo de acero, el revestimiento de la chapa, la densidad y la calidad del hormigón, el espesor de la losa y la longitud a cortante L_s .
- (4) Para reducir el número de ensayos requeridos para una investigación completa, los resultados obtenidos de una serie de ensayos podrán utilizarse también para otros valores o variables, como:

- para un espesor de la chapa de acero t mayor que el ensayado,
- para un hormigón con resistencia específica f_{ck} no menor que $0,8f_{cm}$, donde f_{cm} es el valor medio de la resistencia del hormigón en los ensayos,
- para chapas de acero con límite elástico f_{yp} no menor que $0,8f_{ypm}$, donde f_{ypm} es el valor medio del límite elástico en los ensayos.

B.3.2 Disposiciones para los ensayos

- (1) Los ensayos deberán llevarse a cabo en losas simplemente apoyadas.
- (2) La preparación de los ensayos deberá ser como muestra la figura A30.B.3 o equivalente.

(3) Deberán aplicarse a la muestra dos cargas lineales iguales concentradas, dispuestas simétricamente a $L/4$ y $3L/4$ del vano.



1 Apoyo de neopreno o equivalente $\leq 100 \text{ mm} \times b$.

2 Placa de apoyo $\leq 100 \text{ mm} \times b \times 10 \text{ mm}$ (mín.) (típica en toda placa de apoyo).

Figura A30.B.3 Preparación del ensayo

(4) La distancia entre el centro de los apoyos y el extremo de la losa no superará los 100 mm.

(5) El ancho de las chapas de apoyo y las líneas de carga no superará los 100 mm.

(6) Cuando los ensayos se realicen para determinar los coeficientes m y k , para cada variable a investigar, deberán realizarse dos grupos de tres ensayos (indicados en la figura A30.B.4 como regiones A y B) o tres grupos de dos ensayos. Para probetas en la región A, la luz de cortante deberá ser tan grande como sea posible mientras que se asegure un fallo por rasante y para muestras en la región B deberá ser tan pequeña como sea posible mientras se asegure un fallo por rasante, pero no menor que $3h_t$.

(7) Cuando los ensayos se realicen para determinar $\tau_{u,Rd}$ para cada tipo de chapa de acero o revestimiento, deberán realizarse no menos de cuatro ensayos con probetas del mismo espesor h_t sin armadura adicional o anclajes en los extremos. En un grupo de tres ensayos la luz de cortante deberá ser tan larga como sea posible mientras se asegure un fallo por rasante, y en el ensayo restante tan corta como sea posible mientras se asegure un fallo por rasante, pero no menor a $3h_t$. El ensayo con luz a cortante corta únicamente se utilizará para clasificar el comportamiento de acuerdo con el apartado B.3.1(2).

B.3.3 Preparación de las probetas

(1) La superficie de la chapa de acero debe estar tal y como sale del tren de laminación, sin intentar aumentar la adherencia desengrasando la superficie.

(2) La forma y relieve de la chapa nervada deberán representar de forma precisa las chapas a emplear en la práctica. La separación y la profundidad medidas del relieve no deberán desviarse de los valores nominales en más del 5% y 10% respectivamente.

(3) En la zona traccionada de las losas deberán disponerse inductores de fisuras en todo el ancho de la losa de ensayo bajo las cargas aplicadas. Los inductores de fisura deberán extenderse al menos hasta el canto de la chapa. Los inductores de fisura se dispondrán para definir mejor la luz de cortante, L_s y para eliminar la resistencia a tracción del hormigón.

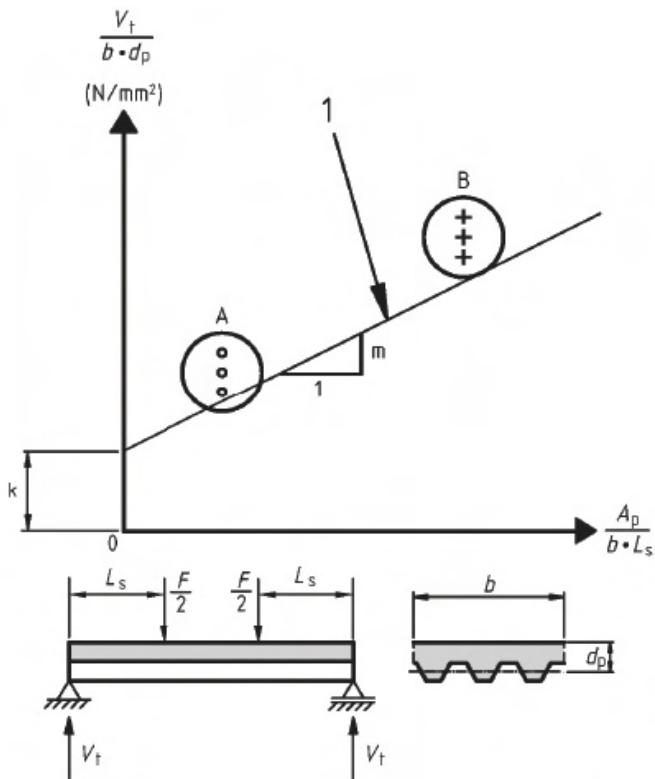
- (4) Se permitirán coacciones del movimiento de las almas exteriores de la chapa para que actúen como lo harían en losas más anchas.
- (5) El ancho b de las losas de ensayo no deberá ser menor que tres veces el canto total, 600 mm y el ancho de revestimiento de la chapa nervada.
- (6) Las probetas deberán hormigonarse en condiciones de apoyo total. Esta es la situación más desfavorable para el modo de fallo por adherencia a cortante.
- (7) Se podrá disponer en la losa de mallas electrosoldadas, por ejemplo para reforzar la losa durante el transporte, contra la retracción, etc. Si se dispone de ellas, deberán colocarse de forma que actúen a compresión bajo momentos positivos.
- (8) El hormigón de todas las probetas de una serie utilizada para investigar una variable deberá ser de la misma amasada y curarse bajo las mismas condiciones.
- (9) Para cada grupo de losas que se ensayan en 48 horas, para determinar la resistencia cilíndrica o cúbica, deberán prepararse al mismo tiempo que se hormigonan las losas de ensayo un mínimo de cuatro probetas de hormigón. La resistencia del hormigón f_{cm} de cada grupo deberá tomarse como el valor medio, cuando la desviación de cada probeta respecto del valor medio no supere el 10%. Cuando la desviación de la resistencia a compresión respecto al valor medio supere el 10%, la resistencia del hormigón deberá tomarse como el máximo valor observado.
- (10) La resistencia a tracción y el límite elástico de la chapa de acero nervada deberá obtenerse mediante de ensayos sobre probetas cortadas de cada una de las chapas utilizadas para fabricar las losas de los ensayos.

B.3.4 Procedimiento de carga del ensayo

- (1) El procedimiento de carga del ensayo tiene como fin representar la carga aplicada en un periodo de tiempo. Se divide en dos fases consistentes en un ensayo inicial, en el que la losa está sometida a una carga cíclica, seguido de un ensayo posterior, en el que la losa se carga hasta rotura bajo una carga creciente.
- (2) Si se aplican dos grupos de tres ensayos, uno de los tres ensayos de cada grupo podrá someterse únicamente al ensayo estático sin la carga cíclica, para poder determinar el nivel de carga cíclica de los otros dos.
- (3) Ensayo inicial: se someterá a la losa a una carga cíclica, que varíe entre un valor inferior no mayor que $0,2W_t$ y un valor superior no menor que $0,6W_t$, donde W_t es la carga de rotura medida del ensayo estático preliminar de acuerdo con el punto (2).
- (4) La carga deberá aplicarse durante 5.000 ciclos en un tiempo no menor a 3 horas.
- (5) Ensayo posterior: al finalizar el ensayo inicial, la losa deberá someterse al ensayo estático en el que la carga impuesta aumente progresivamente, de forma que la rotura no se produzca en menos de una hora. La carga de rotura W_t será la máxima carga aplicada en la losa en rotura más el peso de la losa mixta y de las vigas de reparto.
- (6) En el ensayo posterior la carga podrá controlarse por fuerza o por deformación.

B.3.5 Determinación de los valores de cálculo m y k

- (1) Si el comportamiento es dúctil, véase el apartado 9.7.3(3), el esfuerzo cortante experimental representativo V_t deberá tomarse como 0,5 veces el valor de la carga de rotura W_t , como se define en el apartado B.3.4. Si el comportamiento es frágil este valor se deberá reducir, utilizando un coeficiente de 0,8.



Nota: b , d_p y L_s están en mm, A_p está en mm², V_t está en N.

1 Relación de cálculo para la resistencia a rasante.

Figura A30.B.4 Evaluación de los resultados de los ensayos

- (2) De todos estos valores de los ensayos de V_t , la resistencia característica a cortante deberá calcularse como el percentil del 5% utilizando un modelo estadístico apropiado y extrapolado como una recta de regresión característica lineal, como muestra la figura A30.B.4.
- (3) Si se utilizan dos grupos de tres ensayos y la desviación de cualquier resultado individual en un grupo respecto de la media del grupo no supera el 10%, la relación de cálculo podrá determinarse de acuerdo con el Apéndice D del Anexo 18 o como sigue:

Por cada grupo se considera el valor característico como el obtenido de tomar el valor mínimo del grupo reducido en un 10%. La ecuación de cálculo corresponderá a la interpolación de estos valores característicos para los grupos A y B mediante una línea recta.

B.3.6 Determinación de los valores del cálculo para $\tau_{u,Rd}$

- (1) El diagrama de interacción parcial mostrado en la figura A30.B.5 deberá determinarse utilizando las dimensiones medidas y las resistencias del hormigón y de la chapa de acero. Para la resistencia del hormigón podrá utilizarse el valor medio f_{cm} de un grupo como especifica el apartado B.3.3(9).
- (2) A partir de las cargas máximas aplicadas, deberá determinarse el momento flector M en la sección transversal sometida a la carga puntual debido a la carga aplicada, el peso propio de la losa y de las vigas de reparto. El camino de A a B y a C en la figura A30.B.5 da un valor de η para cada ensayo, y un valor de τ_u de:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{c,f}}{b(L_s + L_o)} \quad (\text{B.2})$$

donde:

L_o es la longitud del voladizo.

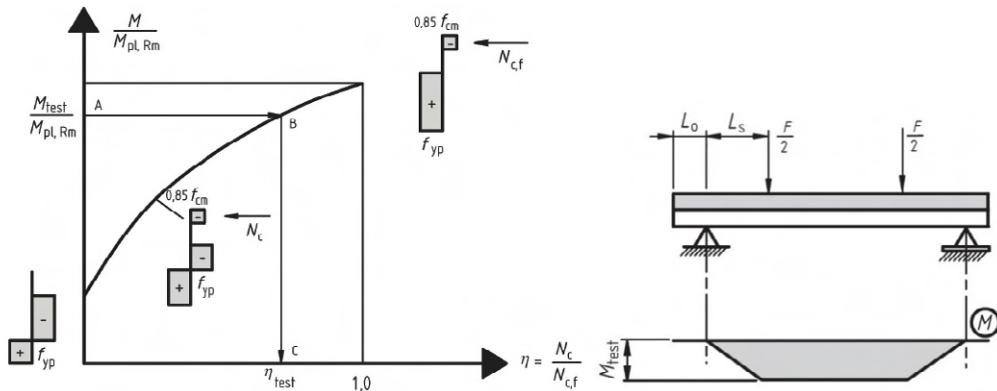


Figura A30.B.5 Determinación del grado de la conexión a rasante a partir del M_{test}

- (3) Si en el cálculo se tiene en cuenta la resistencia adicional a rasante producida por la reacción del apoyo de acuerdo con el apartado 9.7.3 (9), τ_u deberá determinarse a partir de:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{cf} - \mu V_t}{b(L_s + L_o)} \quad (B.3)$$

donde:

μ es el valor por defecto del coeficiente de rozamiento que puede tomarse como 0,5

V_t es la reacción en el apoyo bajo la carga de rotura del ensayo.

- (4) La resistencia a rasante característica $\tau_{u,Rk}$ deberá calcularse a partir de los valores del ensayo como el percentil del 5% utilizando un modelo estadístico adecuado de acuerdo con el Anejo 18 del Código Estructural, Apéndice D.

- (5) La resistencia a rasante de cálculo $\tau_{u,Rd}$ es la resistencia característica a rasante $\tau_{u,Rk}$ dividida por el coeficiente parcial de seguridad $\gamma_{VS} = 1,25$.

Apéndice C Métodos recomendados para estimar la retracción del hormigón en estructuras mixtas en edificación

Se utilizarán los modelos de retracción definidos en el Anejo 19 del Código Estructural.

ANEJO 31

Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Reglas generales Proyecto de estructuras sometidas al fuego**Contenido****1 GENERALIDADES.**

- 1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.
- 1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA.
- 1.3 CONSIDERACIONES.
- 1.5 DEFINICIONES.

- 1.5.1 *Términos particulares relacionados con el proyecto.*

- 1.5.1.1 Distancia al eje.
 - 1.5.1.2 Parte de la estructura.
 - 1.5.1.3 Elementos protegidos.
 - 1.5.1.4 Pórtico arriostrado.

- 1.5.2 *Términos relacionados con las propiedades de materiales y productos.*

- 1.5.2.1 Tiempo de fallo de la protección.
 - 1.5.2.2 Material de protección frente al fuego.

- 1.5.3 TÉRMINOS RELACIONADOS CON EL ANÁLISIS DE LA TRANSFERENCIA TÉRMICA.

- 1.5.3.1 Factor de forma.

- 1.5.4 *Términos relacionados con el análisis del comportamiento mecánico.*

- 1.5.4.1 Temperatura crítica del acero estructural.
 - 1.5.4.2 Temperatura crítica de la armadura pasiva.
 - 1.5.4.3 Sección transversal eficaz.
 - 1.5.4.4 Máximo nivel de tensión.

- 1.6 SÍMBOLOS.

2 BASES DE PROYECTO.

- 2.1 REQUISITOS.

- 2.1.1 *Requisitos fundamentales.*
 - 2.1.2 *Exposición nominal al fuego.*
 - 2.1.3 *Exposición al fuego paramétrico.*

- 2.2 ACCIONES.

- 2.3 VALORES DE CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

- 2.4 MÉTODOS DE COMPROBACIÓN.

- 2.4.1 *Generalidades.*
 - 2.4.2 *Análisis por elementos aislados.*
 - 2.4.3 *Análisis de parte de la estructura.*
 - 2.4.4 *Cálculo estructural global.*

3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

- 3.1 GENERALIDADES.

- 3.2 PROPIEDADES MECÁNICAS.

- 3.2.1 *Propiedades de resistencia y deformación del acero estructural.*
 - 3.2.2 *Propiedades de resistencia y deformación del hormigón.*
 - 3.2.3 *Aceros para armaduras pasivas.*

- 3.3 PROPIEDADES TÉRMICAS.

- 3.3.1 *Aceros estructurales y para armaduras pasivas.*
 - 3.3.2 *Hormigón de peso normal.*
 - 3.3.3 *Hormigón ligero.*
 - 3.3.4 *Materiales de protección frente al fuego.*

- 3.4 DENSIDAD.

4 PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO.

- 4.1 INTRODUCCIÓN.

- 4.2 VALORES TABULADOS.

- 4.2.1 *Campo de aplicación.*
 - 4.2.2 *Viga mixta formada por una viga de acero parcialmente embebida en hormigón.*

4.2.3 *Pilares mixtos.*

- 4.2.3.1 Generalidades.
- 4.2.3.2 Pilares mixtos formados por perfiles de acero totalmente embebidos.
- 4.2.3.3 Pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos.
- 4.2.3.4 Pilares mixtos formados por perfiles huecos rellenos de hormigón.⁷

4.3 MODELOS DE CÁLCULO SIMPLIFICADOS.

4.3.1 *Reglas generales para losas mixtas y vigas mixtas.*4.3.2 *Losas mixtas sin protección.*4.3.3 *Losas mixtas protegidas.*4.3.4 *Vigas mixtas.*4.3.4.1 Comportamiento estructural.¹

- 4.3.4.1.1 Generalidades.
- 4.3.4.1.2 Resistencia a flexión de las secciones transversales de vigas.
- 4.3.4.1.3 Resistencia a esfuerzo cortante de las secciones transversales de vigas.
- 4.3.4.1.4 Combinación de flexión y cortante.
- 4.3.4.1.5 Resistencia a esfuerzo rasante.

4.3.4.2 Vigas mixtas formadas por vigas de acero no embebidas en hormigón.

- 4.3.4.2.1 Generalidades.
- 4.3.4.2.2 Calentamiento de la sección transversal.
- 4.3.4.2.3 Comportamiento estructural – modelo de la temperatura crítica.
- 4.3.4.2.4 Comportamiento estructural – modelo del momento resistente.
- 4.3.4.2.5 Comprobación de la resistencia a cortante de los pernos conectores.

4.3.4.3 Vigas mixtas formadas por vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón.

- 4.3.4.3.1 Generalidades.
- 4.3.4.3.2 Comportamiento estructural.
- 4.3.4.3.3 Momento resistente positivo $M_{fi,Rd}^+$.
- 4.3.4.3.4 Momento resistente negativo $M_{fi,Rd}^-$.

4.3.4.4 Vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón.

4.3.5 *Pilares mixtos.*

4.3.5.1 Comportamiento estructural.

- 4.3.5.2 Perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón.
- 4.3.5.3 Perfiles huecos sin protección rellenos de hormigón.
- 4.3.5.4 Perfiles huecos protegidos rellenos de hormigón.

4.4 MODELOS DE CÁLCULO AVANZADOS.

4.4.1 *Bases del análisis.*4.4.2 *Respuesta térmica.*4.4.3 *Respuesta mecánica.*4.4.4 *Validación de los modelos de cálculo avanzados.*

5 DETALLES CONSTRUCTIVOS.

5.1 INTRODUCCIÓN.

5.2 VIGAS MIXTAS.

5.3 PILARES MIXTOS.

5.3.1 *Pilares mixtos con perfiles de acero parcialmente embebidos.*5.3.2 *Pilares mixtos de perfiles huecos rellenos de hormigón.*

5.4 CONEXIONES ENTRE VIGAS Y PILARES MIXTOS.

5.4.1 Generalidades.

5.4.2 *Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos formados por perfiles de acero embebidos en hormigón.*5.4.3 *Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón.*5.4.4 *Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos de perfiles huecos rellenos de hormigón.*

APÉNDICE A RELACIONES RECOMENDADAS PARA LA RELACIÓN TENSIÓN-DEFORMACIÓN DE ACEROS ESTRUCTURALES A ELEVADAS TEMPERATURA.

APÉNDICE B RELACIONES RECOMENDADAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN DE HORMIGONES CON ÁRIDOS SILÍCEOS A ELEVADAS TEMPERATURAS.

APÉNDICE C RELACIONES RECOMENDADAS PARA LA TENSIÓN-DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN ADAPTADAS A FUEGOS NATURALES CON UNA RAMA DE CALENTAMIENTO DESCENDENTE PARA USO EN MODELOS DE CÁLCULO AVANZADOS.

APÉNDICE D MODELO RECOMENDADO PARA EL CÁLCULO DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOSAS MIXTAS SIN PROTECCIÓN EXPUESTAS AL FUEGO POR SU CARA INFERIOR DE ACUERDO CON LA CURVA NORMALIZADA TIEMPO-TEMPERATURA.

- D.1 RESISTENCIA AL FUEGO EN FUNCIÓN DEL AISLAMIENTO TÉRMICO.**
- D.2 CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE POSITIVO $M_{fi,Rd}^+$.**
- D.3 CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE NEGATIVO $M_{fi,Rd}^-$.**
- D.4 ESPESOR EFICAZ DE UNA LOSA MIXTA.**
- D.5 CAMPO DE APLICACIÓN.**

APÉNDICE E MODELO RECOMENDADO PARA EL CÁLCULO DE LOS MOMENTOS RESISTENTES POSITIVOS Y NEGATIVOS DE UNA VIGA DE ACERO CONECTADA A UNA LOSA DE HORMIGÓN Y EXPUESTA AL FUEGO POR LA CARA INFERIOR DE LA LOSA DE HORMIGÓN.

- E.1 CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE POSITIVO $M_{fi,Rd}^+$**
- E.2 CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE NEGATIVO $M_{fi,Rd}^-$ EN EL APOYO INTERMEDIO (O EN UN APOYO EMPOTRADO).**
- E.3 RESISTENCIA LOCAL EN LOS APOYOS.**
- E.4 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.**

APÉNDICE F MODELO RECOMENDADO PARA EL CÁLCULO DE LOS MOMENTOS RESISTENTES NEGATIVOS Y POSITIVOS DE UNA VIGA DE ACERO PARCIALMENTE EMBEBIDA, CONECTADA A UNA LOSA DE HORMIGÓN Y EXPUESTA AL FUEGO POR LA CARA INFERIOR DE LA LOSA DE HORMIGÓN DE ACUERDO CON LA CURVA NORMALIZADA TIEMPO-TEMPERATURA.

- F.1 SECCIÓN TRANSVERSAL REDUCIDA PARA EL MOMENTO RESISTENTE POSITIVO $M_{fi,Rd}^+$**
- F.2 SECCIÓN TRANSVERSAL REDUCIDA PARA EL MOMENTO RESISTENTE NEGATIVO $M_{fi,Rd}^-$**
- F.3 CAMPO DE APLICACIÓN.**

APÉNDICE G MODELO RECOMENDADO DE CÁLCULO POR SUMA PONDERADA DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS PILARES MIXTOS CON SECCIONES DE ACERO PARCIALMENTE EMBEBIDAS, EXPUESTOS AL FUEGO ALREDEDOR DE TODO EL PILAR SEGÚN LA CURVA NORMALIZADA TIEMPO-TEMPERATURA, EN EL CASO DE FLEXIÓN RESPECTO AL EJE DÉBIL.

- G.1 INTRODUCCIÓN.**
- G.2 ALAS DEL PERFIL DE ACERO.**
- G.3 ALMA DEL PERFIL DE ACERO.**
- G.4 HORMIGÓN.**
- G.5 BARRAS PARA ARMADURAS PASIVAS.**
- G.6 CÁLCULO DE LA CARGA AXIL DE PANDEO A TEMPERATURAS ELEVADAS.7**
- G.7 CARGAS EXCÉNTRICAS.**
- G.8 CAMPO DE APLICACIÓN.**

APÉNDICE H MÉTODO RECOMENDADO DE CÁLCULO PARA PERFILES TUBULARES DE ACERO RELLENOS DE HORMIGÓN EXPUESTOS AL FUEGO.

- APÉNDICE I RECOMENDACIONES PARA LA PLANIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS MODELOS EXPERIMENTALES.**
- I.1 INTRODUCCIÓN.**
- I.2 ENSAYO PARA UNA EVALUACIÓN GLOBAL.**
- I.3 ENSAYO PARA LA INFORMACIÓN PARCIAL.**

1 Generalidades

1.1 Objeto y campo de aplicación

- (1) Este anexo cubre el proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón en la situación accidental de exposición al fuego, y está concebido para ser usado junto con el Anejo 30 y la reglamentación específica vigente. Este anexo solo identifica diferencias o complementa el dimensionamiento a temperatura normal.
- (2) Este anexo solo cubre los métodos pasivos de protección frente al fuego. No se contemplan métodos activos.
- (3) Este anexo se aplica a estructuras mixtas de acero y hormigón que tienen que cumplir ciertas funciones cuando están sometidas al fuego, en términos de:
- prevención del derrumbamiento prematuro de la estructura (función portante),
 - limitación de la expansión del fuego (llama, gases calientes, calor excesivo) más allá de las zonas designadas (función separadora).
- (4) Este anexo establece los principios y las reglas de aplicación (véase la reglamentación específica vigente) para el proyecto de estructuras, con requisitos concretos respecto a dichas funciones y a los niveles de prestaciones.
- (5) Este anexo se aplica a estructuras, o a partes de estructuras, dentro del objeto y campo de aplicación del Anejo 30 y proyectadas de acuerdo con el mismo. Sin embargo, no se dan reglas para elementos mixtos que incluyan partes de hormigón pretensado.
- (6) Para todas las secciones trasversales mixtas, la conexión a rasantes entre el acero y el hormigón debería ser conforme con el Anejo 30 o comprobarse mediante ensayos (véase también el apartado 4.3.4.1.5 y el Apéndice I).
- (7) La figura A31.1.1 presenta ejemplos típicos de losas de hormigón con chapas nervadas de acero con o sin armaduras pasivas.

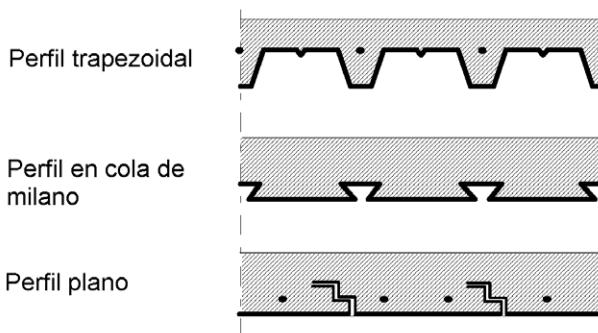
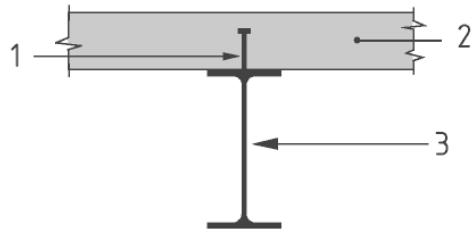


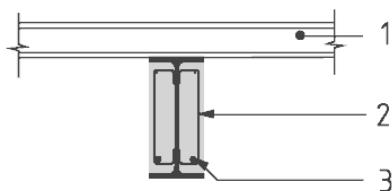
Figura A31.1.1 Ejemplos típicos de losas de hormigón con chapas nervadas de acero con o sin armaduras pasivas

- (8) Las figuras A31.1.2 a A31.1.5 ofrecen ejemplos típicos de vigas compuestas. El apartado 5 desarrolla los correspondientes detalles constructivos.



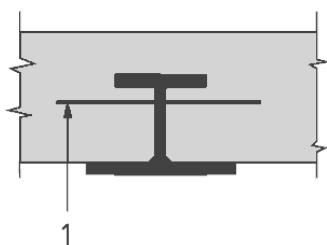
- 1 Conectores a rasante
2 Losa plana de hormigón o losa mixta con chapa nervada
3 Perfiles con o sin protección

Figura A31.1.2 Viga mixta formada por viga de acero no embebida en hormigón



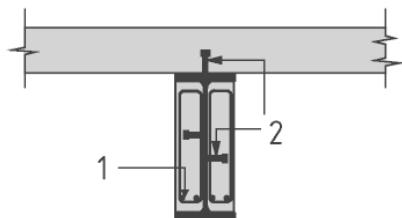
- 1 Opcional
2 Estribos soldados al alma del perfil
3 Armadura pasiva

Figura A31.1.3 Viga de acero parcialmente embebida en hormigón



- 1 Armadura pasiva

Figura A31.4 Viga de acero parcialmente embebida en la losa



- 1 Armadura pasiva
2 Conectores de cortante

Figura A31.1.5 Viga mixta formada por viga de acero parcialmente embebida en hormigón

(9) En las figuras A31.1.6 a A31.1.8 se ofrecen ejemplos típicos de pilares mixtos. El apartado 5 desarrolla los correspondientes detalles constructivos.

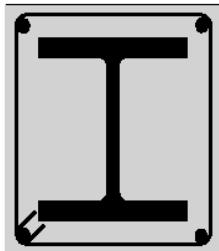
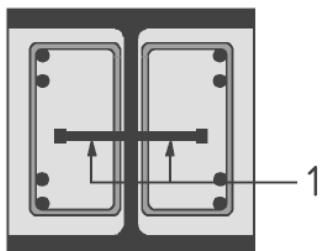


Figura A31.1.6 Perfiles embebidos en hormigón



1 Conectores de cortante soldados al alma del perfil

Figura A31.1.7 Perfiles parcialmente embebidos

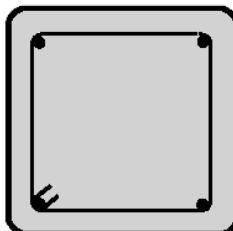


Figura A31.1.8 Perfiles llenos de hormigón

(10) También pueden emplearse formas diferentes de pilares, como secciones transversales circulares u octogonales. Cuando proceda, las armaduras pasivas pueden reemplazarse con secciones de acero.

(11) La resistencia al fuego de estos tipos de construcciones puede aumentarse aplicando materiales de protección frente al fuego.

NOTA: Los principios y reglas de proyecto indicados en los apartados 4.2 y 4.3 y en el apartado 5 se refieren a superficies de acero directamente expuestas al fuego y libres de todo material de protección frente al fuego, a no ser que explícitamente se especifique otra cosa.

(12) Los métodos indicados en este anexo se aplican al acero estructural de tipos S235, S275, S355, S420 y S460 según las normas UNE-EN 10025, UNE-EN 10210-1 y UNE-EN 10219-1.

(13) Para las chapas nervadas de acero, se hace referencia al apartado 3.5 del Anejo 30.

(14) Las armaduras pasivas deberían ser conformes con el Artículo 35 del Código Estructural.

(15) El hormigón de peso normal, según se define en el Anejo 30, es aplicable para el dimensionamiento frente al fuego de estructuras mixtas. Se permite el empleo de hormigón ligero en losas mixtas.

(16) Este anexo no contempla el dimensionamiento de estructuras mixtas con hormigones de resistencia característica f_{ck} y f_{lc} inferiores a 20 N/mm^2 , ni superiores a 50 N/mm^2 .

NOTA: El apartado 6 del Anejo 20 de este Código Estructural contiene información sobre la resistencia del hormigón

(17) Para aquellos materiales no contemplados aquí, se debería hacer referencia a las correspondientes normas UNE-EN de producto de o a los documentos de Evaluación Técnica Europea.

NOTA: La numeración de los apartados de este Anejo en ocasiones no es consecutiva, a semejanza de la estructura de la correspondiente norma de Eurocódigo.

1.2 Normativa de referencia

(1) Las normas citadas en este anexo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

1.3 Consideraciones

(1) Se aplican las consideraciones del Anejo 18 y de la reglamentación específica vigente.

1.5 Definiciones

(1) Se aplican las reglas indicadas en el apartado 1.5 del Anejo 18 y en la reglamentación específica vigente.

(2) Los siguientes términos se utilizan en este anexo, con los siguientes significados:

1.5.1 Términos particulares relacionados con el proyecto

1.5.1.1 Distancia al eje

Distancia entre el eje de las armaduras pasivas y el borde de hormigón más próximo.

1.5.1.2 Parte de la estructura

Parte aislada de una estructura con condiciones apropiadas de apoyo y de contorno.

1.5.1.3 Elementos protegidos

Elementos en los que se toman medidas para reducir el aumento de la temperatura en el elemento por causa del fuego.

1.5.1.4 Pórtico arriostrado

Pórtico con una resistencia a los desplazamientos horizontales proporcionada por un sistema de arriostramiento lo suficientemente rígido como para poder suponer que todas las cargas horizontales se resisten por el sistema de arriostramiento.

1.5.2 Términos relacionados con las propiedades de materiales y productos

1.5.2.1 Tiempo de fallo de la protección

Duración de la protección frente a la exposición directa al fuego; es decir, el momento en que las placas protectoras, u otra protección, se separan del elemento mixto, o en que otros elementos alineados con dicho elemento mixto se derrumban, o en el que se pierde la alineación con otros elementos debido a una deformación excesiva del elemento mixto.

1.5.2.2 Material de protección frente al fuego

Cualquier material o combinación de materiales aplicados a un elemento estructural con el fin de aumentar su resistencia al fuego.

1.5.3 Términos relacionados con el análisis de la transferencia térmica

1.5.3.1 Factor de forma:

En un elemento de acero, la relación entre el área de la superficie expuesta y el volumen de acero; en un elemento encerrado, la relación entre la superficie interna del recubrimiento expuesto y el volumen de acero.

1.5.4 Términos relacionados con el análisis del comportamiento mecánico

1.5.4.1 Temperatura crítica del acero estructural

Para un nivel de carga dado, la temperatura en la que se prevé el fallo en un elemento de acero estructural para una distribución de temperatura uniforme.

1.5.4.2 Temperatura crítica de la armadura pasiva

Para un nivel de carga dado, la temperatura de la armadura pasiva en la que se prevé que el fallo en un elemento.

1.5.4.3 Sección transversal eficaz

Sección transversal del elemento en el dimensionamiento estructural de comportamiento frente al fuego empleada en el método de la sección transversal eficaz. Se obtiene quitando partes de la sección en las que se supone que una resistencia y una rigidez nulas.

1.5.4.4 Máximo nivel de tensión

Para una temperatura dada, el nivel de tensión en el que la relación tensión-deformación sufre un quiebro para presentar una meseta en la elasticidad.

1.6 Símbolos

(1) A los efectos de este anexo, se aplican los siguientes símbolos:

Mayúsculas latinas

A ÁREA de la sección transversal o volumen de hormigón del elemento por metro de longitud de elemento

$A_{a,\theta}$ ÁREA de la sección transversal del perfil de acero a la temperatura θ

$A_{c,\theta}$ ÁREA de la sección transversal de hormigón a la temperatura θ

A_f ÁREA de la sección transversal del ala de acero

A_i, A_j ÁREA elemental de la sección transversal con una temperatura θ_i o θ_j , o área de la superficie expuesta de la parte i de la sección transversal del acero por unidad de longitud

A/L_r Coeficiente geométrico del nervio

A_i/V_i Factor de forma [m^{-1}] de la parte i de la sección transversal de acero (elemento no protegido)

A_m ÁREA de la superficie del elemento calentada directamente por unidad de longitud

A_m/V Factor de forma de elemento estructural

$A_{p,i}$ ÁREA de la cara interior del material de protección frente al fuego por unidad de longitud de la parte i del elemento de acero

$A_{p,i}/V_i$	Factor de forma [m^{-1}] de la parte i de la sección transversal del acero (con protección del contorno)
A_r	Área de la sección transversal de los rigidizadores
A_r/V_r	Factor de forma de los rigidizadores
$A_{s,\theta}$	Área de la sección transversal de las armaduras pasivas a la temperatura θ
E	Criterio de integridad
$E\ 30$	o $E\ 60, \dots$ un elemento que cumple con el criterio de integridad para 30, o 60.... minutos en una exposición al fuego normalizado
E_a	Valor característico del módulo de elasticidad del acero estructural a 20 °C
$E_{a,f}$	Valor característico del módulo de elasticidad del ala de un perfil de acero
$E_{a,\theta}$	Valor característico de la pendiente de la parte lineal elástica de la relación tensión-deformación del acero estructural a temperaturas elevadas
$E_{a,\theta,\sigma}$	Módulo tangencial de la relación tensión-deformación del perfil de acero a temperatura θ elevada y tensión $\sigma_{i,\theta}$
$E_{c,sec,\theta}$	Valor característico del módulo secante del hormigón en la situación de incendio, dado por $f_{c,\theta}$ dividido por $\epsilon_{cu,\theta}$
$E_{c0,\theta}$	Valor característico del módulo tangencial en el origen de la relación tensión-deformación del hormigón a elevadas temperaturas y para cargas de corto plazo
$E_{c,\theta,\sigma}$	Módulo tangencial de la relación tensión-deformación del hormigón a temperaturas elevadas θ y tensión $\sigma_{i,\theta}$
E_d	Valor de cálculo del efecto de las acciones para el dimensionamiento a temperatura normal
$E_{fi,d}$	Valor de cálculo del efecto de las acciones en la situación de incendio, supuesto independiente del tiempo
$E_{fi,d,t}$	Valor de cálculo del efecto de las acciones, incluyendo las acciones y cargas indirectas del fuego en la situación de incendio, en el instante t
$(EI)_{fi,c,z}$	Rigidez a flexión en la situación de incendio (respecto al eje principal de inercia Z de la sección transversal mixta)
$(EI)_{fi,eff}$	Rigidez eficaz a flexión en la situación de incendio
$(EI)_{fi,f,z}$	Rigidez a flexión de las dos alas del perfil de acero en la situación de incendio (respecto al eje principal de inercia Z de la sección transversal mixta)
$(EI)_{fi,s,z}$	Rigidez a flexión de las armaduras pasivas en la situación de incendio (según el eje principal de inercia Z de la sección transversal mixta)
$(EI)_{fi,eff,z}$	Rigidez eficaz a flexión (para flexión respecto al eje Z) en la situación de incendio
$(EI)_{fi,w,z}$	Rigidez a flexión del alma del perfil de acero en la situación de incendio (respecto al eje principal de inercia Z de la sección transversal mixta)

E_k	Valor característico del módulo de elasticidad
E_s	Módulo de elasticidad de las armaduras pasivas
$E_{s,\theta}$	Valor característico de la pendiente de la parte lineal elástica de la relación tensión-deformación del acero para las armaduras pasivas a temperaturas elevadas
$E_{s,\theta,\sigma}$	Módulo tangencial de la relación tensión-deformación del acero para las armaduras pasivas a temperaturas elevadas θ y tensión $\sigma_{i,0}$
F_a	Esfuerzo axil de compresión en el perfil de acero
F^+, F^-	Esfuerzo axil de compresión total en la sección mixta en caso de momentos flectores positivos o negativos
F_c	Esfuerzo axil de compresión en la losa
G_k	Valor característico de una acción permanente
HC	Curva de exposición al fuego de hidrocarburos
I	Criterio de aislamiento térmico
$I_{i,\theta}$	Momento de inercia del área, de la parte parcialmente reducida i de la sección transversal para flexión respecto del eje débil o el eje fuerte en la situación de incendio
I_{30}	$o / 60 \dots$ un elemento que cumple con el criterio de aislamiento térmico para los 30, o $60 \dots$ minutos de exposición al fuego normalizado
L	Longitud de sistema de un pilar en el piso correspondiente
L_{ei}	Longitud de pandeo de un pilar en un piso intermedio
L_{et}	Longitud de pandeo de un pilar en el último piso
M	Momento flector
$M_{fi,Rd^+}; M_{fi,Rd^-}$	Valor de cálculo del momento resistente positivo o negativo en la situación de incendio
$M_{fi,t,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente en la situación de incendio, en un instante t
N	Número de conectores de cortante en una longitud crítica, o carga axil
N_{equ}	Carga axil equivalente
$N_{fi,cr}$	Carga elástica crítica (\equiv carga de pandeo de Euler) en la situación de incendio
$N_{fi,cr,z}$	Carga elástica crítica (\equiv carga de pandeo de Euler) respecto al eje Z en la situación de incendio
$N_{fi,pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil de la sección transversal total en la situación de incendio
$N_{fi,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia de un elemento en compresión axil (\equiv valor de cálculo de la carga axil de pandeo) en la situación de incendio
$N_{fi,Rd,z}$	Valor de cálculo de la resistencia de un elemento en compresión axil, para flexión respecto al eje Z, en la situación de incendio
$N_{fi,Sd}$	Valor de cálculo de la carga axil en la situación de incendio

N_{Rd}	Carga axil de pandeo a temperatura normal
N_s	Esfuerzo axil en la armadura de momento negativo ($A_s \cdot f_{sy}$)
P_{Rd}	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un perno con cabeza soldado automáticamente
$P_{fi,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conector de cortante en la situación de incendio
$Q_{k,1}$	Valor característico de la acción variable predominante 1
R	Criterio de resistencia portante
$R\ 30$	o R 60, R 90, R 120, R 180, R 240... un elemento que cumple con el criterio de resistencia portante durante 30, 60, 90, 120, 180 ó 240 minutos de exposición al fuego normalizado
R_d	Valor de cálculo de la resistencia para el dimensionamiento a temperatura normal
$R_{fi,d,t}$	Valor de cálculo de la resistencia en la situación de incendio, en el instante t
$R_{fi,y,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia al aplastamiento en la situación de incendio
T	Esfuerzo axil de tracción
V	Volumen del elemento por unidad de longitud
$V_{fi,pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante en la situación de incendio
$V_{fi,Sd}$	Valor de cálculo de la fuerza cortante en la situación de incendio
V_i	Volumen de la parte i de la sección transversal de acero por unidad de longitud [m^3/m]
X	Eje X (horizontal)
$X_{fi,d}$	Valores de cálculo de las propiedades mecánicas (resistencia y deformación) del material en la situación de incendio
X_k	Valor característico o nominal de una propiedad de resistencia o deformación para el dimensionamiento a temperatura normal
X_{k0}	Valor de una propiedad de un material en la situación de incendio, generalmente función de la temperatura del material
Y	Eje Y (vertical)
Z	Eje principal de inercia Z (pilar) de la sección transversal mixta

Minúsculas latinas

a_w	Espesor de garganta (conexión entre el alma de acero y los estribos)
b	Anchura del perfil de acero
b_1	Anchura del ala inferior del perfil de acero
b_2	Anchura del ala superior del perfil de acero
b_c	Canto del pilar mixto formado por una sección totalmente embebida o anchura de vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón

$b_{c,fi}$	Reducción de la anchura del hormigón envolvente entre las alas en la situación de incendio
$b_{c,fi,mín.}$	Valor mínimo de la reducción de la anchura del hormigón envolvente entre las alas en la situación de incendio
b_{eff}	Anchura eficaz de la losa de hormigón
b_{fi}	Reducción de la anchura del ala superior en la situación de incendio
c	Calor específico, o Curva de pandeo, o Recubrimiento del hormigón desde el borde del hormigón hasta el borde del acero estructural
c_a	Calor específico del acero
c_c	Calor específico del hormigón de peso normal
c_p	Calor específico del material de protección frente al fuego
d	Diámetro del pilar mixto formado por una sección hueca rellena de hormigón, o Diámetro de los pernos soldados al alma del perfil de acero
d_p	Espesor del material de protección frente al fuego
e	Espesor del perfil o de la sección hueca
e_1	Espesor del ala inferior del perfil de acero
e_2	Espesor del ala superior del perfil de acero
e_f	Espesor del ala del perfil de acero
e_w	Espesor del alma del perfil de acero
ef	Curva de exposición al fuego exterior
$f_{ay,\theta}$	Máximo nivel de tensión o límite elástico eficaz del acero estructural en la situación de incendio
$f_{ay,\theta_{cr}}$	Resistencia del acero a la temperatura crítica θ_{cr}
$f_{ap,\theta}; f_{sp,\theta}$	Límite proporcional del acero estructural o para armaduras pasivas en la situación de incendio
$f_{au,\theta}$	Resistencia última a tracción del acero estructural o del acero para los pernos conectores en la situación de incendio, teniendo en cuenta el endurecimiento por deformación
f_{ay}	Valor característico o nominal del límite elástico del acero estructural a 20 °C
f_c	Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a los 28 días y a 20 °C
$f_{c,j}$	Resistencia característica de la parte j de hormigón a 20 °C
$f_{c,\theta}$	Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica en la situación de incendio a una temperatura de θ °C

$f_{c,\theta n}$	Resistencia a compresión residual del hormigón calentado a una temperatura máxima (con n capas)
$f_{c,\theta y}$	Resistencia a compresión residual del hormigón calentado a temperatura máxima
$f_{fi,d}$	Valor de cálculo de una propiedad resistente en la situación de incendio
f_k	Valor característico de la resistencia del material
f_{ry}, f_{sy}	Valor característico o nominal del límite elástico de las armaduras pasivas a 20 °C
$f_{sy,\theta}$	Nivel de tensión máximo o límite elástico eficaz del acero para las armaduras pasivas en la situación de incendio
$f_{y,i}$	Límite elástico nominal f_y del área elemental A_i tomado como positivo en el lado de la compresión de la fibra neutra y negativa en el lado de la tracción
h	Canto o altura del perfil de acero
h_1	Altura de la parte de hormigón de una losa mixta por encima del encofrado
h_2	Altura de la parte de hormigón de una losa mixta dentro del encofrado
h_3	Espesor de la capa de compresión situada por encima del hormigón
h_c	Profundidad del pilar mixto formado por una sección totalmente embebida, o espesor de la losa de hormigón
h_{eff}	Espesor eficaz de una losa mixta
h_{fi}	Reducción de la altura del hormigón envolvente entre las alas en la situación de incendio
\dot{h}_{net}	Valor de cálculo del flujo térmico neto por unidad de superficie
$\dot{h}_{net,c}$	Valor de cálculo del flujo térmico neto por unidad de superficie por convección
$\dot{h}_{net,r}$	Valor de cálculo del flujo térmico neto por unidad de superficie por radiación
h_u	Espesor de la zona de compresión
$h_{u,n}$	Espesor de la zona de compresión (con n capas)
h_v	Altura del perno soldado al alma del perfil de acero
h_w	Altura del alma del perfil de acero
$k_{c,\theta}$	Coeficiente de reducción de la resistencia a compresión del hormigón que da la resistencia a temperaturas elevadas $f_{c,\theta}$
$k_{E,\theta}$	Coeficiente de reducción para el módulo de elasticidad del acero estructural que da la pendiente de la parte lineal elástica a temperaturas elevadas $E_{a,\theta}$
$k_{y,\theta}$	Coeficiente de reducción para el límite elástico del acero estructural que da el máximo nivel de tensión a temperaturas elevadas $f_{ay,\theta}$
$k_{p,\theta}$	Coeficiente de reducción para el límite elástico del acero estructural o de las armaduras pasivas que da el límite proporcional a temperaturas elevadas $f_{ap,\theta}$ o $f_{sp,\theta}$

k_r, k_s	Coeficiente de reducción para el límite elástico de las armaduras pasivas
k_{shadow}	Coeficiente de reducción para el efecto sombra
$k_{u,\theta}$	Coeficiente de reducción para el límite elástico del acero estructural que da el nivel de tensión del endurecimiento por deformación a temperaturas elevadas $f_{au,\theta}$
k_θ	Coeficiente de reducción de una propiedad de resistencia o deformación dependiente de la temperatura del material en la situación de incendio
ℓ	Longitud o luz de pandeo
ℓ_1, ℓ_2, ℓ_3	Dimensiones específicas del perfil de chapa de acero en cola de milano o del perfil de chapa de acero trapezoidal
ℓ_w	Longitud (conexión entre el perfil de acero y el hormigón envolvente)
ℓ_0	Longitud de pandeo del pilar en situación de incendio
s_s	Longitud del soporte rígido (cálculo de la resistencia al aplastamiento de los rigidizadores)
t	Tiempo de exposición al fuego
$t_{fi,d}$	Valor de cálculo de la resistencia al fuego normalizada de un elemento en la situación de incendio
$t_{fi,requ}$	Resistencia al fuego normalizada requerida en la situación de incendio
t_i	Resistencia al fuego respecto al aislamiento térmico
u	Media geométrica de las distancias u_1 y u_2 al eje (sección mixta con perfil de acero parcialmente embebido)
u_1, u_2	Menor distancia entre el centro de las barras de las armaduras pasivas y el ala de acero interior o el borde de hormigón más próximo
z_i, z_j	Distancia entre la fibra neutra plástica y el centro de gravedad del área elemental A_i o A_j

Mayúsculas griegas

Δl	Dilatación térmica de un elemento
$\Delta l/l$	Dilatación térmica relativa
Δt	Intervalo de tiempo
$\Delta\theta_{a,t}$	Aumento de la temperatura de una viga de acero durante un intervalo de tiempo Δt
$\Delta\theta_t$	Aumento de la temperatura del gas [°C] durante un intervalo de tiempo Δt
Φ	Coeficiente de configuración o de vista

Minúsculas griegas

α	Ángulo del alma
α_c	Coeficiente de transferencia de calor por convección
α_{slab}	Coeficiente que considera la hipótesis de una distribución rectangular de tensiones al dimensionar las losas

γ_G	Coeficiente parcial de seguridad de una acción permanente G_k
$\gamma_{M,fi}$	Coeficiente parcial de seguridad de una propiedad de un material en situación de incendio
$\gamma_{M,fi,a}$	Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia del acero estructural en la situación de incendio
$\gamma_{M,fi,c}$	Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia del hormigón en la situación de incendio
$\gamma_{M,fi,s}$	Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia de las armaduras pasivas en situación de incendio
$\gamma_{M,fi,v}$	Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia a cortante de los pernos conectores en la situación de incendio
γ_Q	Coeficiente parcial de seguridad de una acción variable
γ_v	Coeficiente parcial de seguridad de la resistencia a cortante de los pernos conectores a temperatura normal
δ	Excentricidad
ε	Deformación unitaria
ε_a	Deformación unitaria axial del perfil de acero del pilar
$\varepsilon_{a,\theta}$	Deformación unitaria en la situación de incendio
$\varepsilon_{ae,\theta}$	Deformación unitaria última en la situación de incendio
$\varepsilon_{ay,\theta}$	Deformación unitaria remanente en la situación de incendio
$\varepsilon_{ap,\theta}$	Deformación unitaria en el límite proporcional en la situación de incendio
$\varepsilon_{au,\theta}$	Deformación unitaria límite para el límite elástico en la situación de incendio
ε_c	Deformación unitaria axial del hormigón del pilar
$\varepsilon_{c,\theta}$	Deformación unitaria del hormigón en la situación de incendio
$\varepsilon_{ce,\theta}$	Deformación unitaria máxima del hormigón en la situación de incendio
$\varepsilon_{ce,\theta_{máx.}}$	Deformación unitaria máxima del hormigón en la situación de incendio a la temperatura máxima
$\varepsilon_{cu,\theta}$	Deformación unitaria del hormigón correspondiente a $f_{c,\theta}$
$\varepsilon_{cu,\theta_{máx.}}$	Deformación unitaria del hormigón a la temperatura máxima del hormigón
ε_f	Coeficiente de emisividad del fuego
ε_m	Coeficiente de emisividad relacionado con el material de superficie del elemento
ε_s	Deformación unitaria axial del acero para las armaduras pasivas del pilar
ϕ_b	Diámetro de una barra

ϕ_s	Diámetro de un estribo
ϕ_r	Diámetro de una armadura longitudinal en la esquina de los estribos
η	Nivel de carga conforme al Anejo 30
η_{fi}	Coeficiente de reducción aplicado a E_d para obtener $E_{fi,d}$
$\eta_{fi,t}$	Nivel de carga para cálculo del comportamiento frente al fuego
θ	Temperatura
θ_a	Temperatura del acero estructural
$\theta_{a,t}$	Temperatura del acero en el instante t , supuesta uniforme en cada parte de la sección transversal del acero
θ_c	Temperatura del hormigón
θ_{cr}	Temperatura crítica de un elemento estructural
θ_i	Temperatura en el área elemental A_i
θ_{lim}	Temperatura límite
$\theta_{máx.}$	Temperatura máxima
θ_r	Temperatura de un rigidizador
θ_R	Temperatura de la armadura adicional en el nervio
θ_s	Temperatura del acero para las armaduras pasivas
θ_t	Temperatura del gas en el instante t
θ_v	Temperatura de los pernos conectores
θ_w	Temperatura en el alma
λ_a	Conductividad térmica del acero
λ_c	Conductividad térmica del hormigón
λ_p	Conductividad térmica del material de protección frente al fuego
$\bar{\lambda}$	Esbeltez relativa
$\bar{\lambda}_\theta$	Esbeltez relativa de los rigidizadores en la situación de incendio
ξ	Coeficiente de reducción de una acción permanente desfavorable G_k
ρ_a	Densidad del acero
ρ_c	Densidad del hormigón
$\rho_{c,NC}$	Densidad del hormigón de peso normal (NC)
$\rho_{c,LC}$	Densidad del hormigón ligero (LC)
ρ_p	Densidad del material de protección frente al fuego

σ	Tensión
$\sigma_{a,\theta}$	Tensión del perfil de acero en la situación de incendio
$\sigma_{c,\theta}$	Tensión del hormigón bajo compresión en la situación de incendio
$\sigma_{s,\theta}$	Tensión del acero para las armaduras pasivas en la situación de incendio
$\varphi_{a,\theta}$	Coeficiente de reducción para el perfil de acero dependiente del efecto de las tensiones térmicas en la situación de incendio
$\varphi_{c,\theta}$	Coeficiente de reducción para el hormigón dependiente del efecto de las tensiones térmicas en la situación de incendio
$\varphi_{s,\theta}$	Coeficiente de reducción de las armaduras pasivas dependiendo del efecto de las tensiones térmicas en la situación de incendio
X	Coeficiente de reducción o de corrección
X_z	Coeficiente de reducción o de corrección (para flexión respecto al eje z)
$\psi_{0,1}$	Factor de combinación del valor característico o raro de una acción variable
$\psi_{1,1}$	Factor de combinación del valor frecuente de una acción variable
$\psi_{2,1}$	Factor de combinación del valor cuasipermanente de una acción variable
ψ_{fi}	Factor de combinación de una acción variable en la situación de incendio, dada por $\psi_{1,1}$ o por $\psi_{2,1}$

2 Bases de proyecto

2.1 Requisitos

2.1.1 Requisitos fundamentales

(1) Cuando se requiera resistencia mecánica en caso de incendio, las estructuras mixtas de acero y hormigón se deben proyectar y construir de forma que mantengan su función portante durante la exposición al fuego pertinente.

(2) Cuando se requiera compartimentación los elementos que forman los contornos de la compartimentación, incluyendo las juntas, se deben proyectar y construir de forma que mantengan su función portante durante la exposición al fuego pertinente. Esto debe asegurar, cuando proceda, que:

- no se produce un fallo en la integridad,
- no se produce un fallo en el aislamiento.

NOTA 1: Véanse las definiciones de la reglamentación específica vigente.

NOTA 2: En el caso de una losa mixta, el criterio de radiación térmica no es relevante.

(3) Se debe aplicar el criterio de deformación cuando los medios de protección, o el criterio de dimensionamiento para los elementos separadores, requieran considerar la deformación de la estructura portante.

(4) No es necesario considerar la deformación de la estructura portante en los siguientes casos, según proceda:

- la eficacia de los medios de protección se ha evaluado de acuerdo con el apartado 3.3.4, y
- los elementos separadores tienen que satisfacer los requisitos de acuerdo con una exposición nominal al fuego.

2.1.2 Exposición nominal al fuego

(1) Para una exposición al fuego normalizado, los elementos deben cumplir con los criterios “R”, “E” e “I”, como sigue:

- únicamente función separadora: integridad (criterio “E”) y, cuando se requiera, aislamiento (criterio “I”),
- únicamente función portante: resistencia mecánica (criterio “R”),
- función separadora y portante: criterios “R”, “E” y, cuando se requiera, “I”.

(2) Se considera que se satisface el criterio “R” cuando se mantiene la función portante durante el tiempo de exposición al fuego requerido.

(3) Se puede considerar que se satisface que el criterio “I” cuando el aumento medio de temperatura de toda la superficie no expuesta se limita a 140 K, y el aumento máximo de temperatura en cualquier punto de esa superficie no supera los 180 K.

(4) Los mismos criterios deberían aplicarse con la curva de exposición al fuego externo, sin embargo, la referencia a esta curva específica debería identificarse con las letras “ef”.

NOTA: Véase la reglamentación específica vigente

(5) Con la curva de exposición al fuego de hidrocarburo deberían aplicarse los mismos criterios, sin embargo, la referencia a esta curva específica debería identificarse con las letras “HC”.

NOTA: Véase la reglamentación específica vigente.

2.1.3 Exposición al fuego paramétrico

(1) Se asegura la función portante cuando se previene el derrumbe durante todo el tiempo que dure del incendio, incluida la fase de extinción, o durante un periodo de tiempo requerido.

(2) Se asegura la función separadora respecto al aislamiento cuando:

- en el momento de máxima temperatura del gas, el aumento medio de temperatura en toda la superficie no expuesta se limita a 140 K, y el aumento máximo de temperatura en cualquier punto de esa superficie no supera los 180 K,
- durante la fase de extinción del fuego, el aumento medio de temperatura en toda la superficie no expuesta debería limitarse a $\Delta\theta_1$, y el aumento máximo de temperatura en cualquier punto de esa superficie no debería superar $\Delta\theta_2$.

NOTA: Los valores de $\Delta\theta_1$ y $\Delta\theta_2$ son: $\Delta\theta_1 = 200$ K y $\Delta\theta_2 = 240$ K.

2.2 Acciones

(1) Las acciones mecánicas y térmicas se deben tomar de la reglamentación específica vigente.

(2) Además de lo indicado en la reglamentación específica vigente, el coeficiente de emisividad del acero y del hormigón en relación a la superficie del elemento debería ser $\varepsilon_m = 0,7$.

2.3 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales

(1) Los valores de cálculo de las propiedades mecánicas (resistencia y deformación) $X_{f_i,d}$ de los materiales se definen como sigue:

$$X_{fi,d} = k_\theta \cdot X_k / \gamma_{M,fi} \quad (2.1)$$

donde:

X_k es el valor característico o nominal de una propiedad de resistencia o de deformación (*generalmente* f_k o E_k) para el dimensionamiento a temperatura normal conforme al Anejo 30

k_θ es el coeficiente de reducción de una propiedad de resistencia o deformación ($X_{k,\theta}/X_k$) dependiente de la temperatura del material, véase el apartado 3.2

$\gamma_{M,fi}$ es el coeficiente parcial de seguridad de la propiedad correspondiente de un material, en la situación de incendio.

NOTA 1: Para las propiedades mecánicas del acero y hormigón, los valores de los coeficientes parciales de seguridad para la situación de incendio son $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,s} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,v} = 1,0$.

(2) Los valores de cálculo de las propiedades térmicas de los materiales $X_{fi,d}$ se definen como sigue:

- si un incremento de la propiedad es favorable para la seguridad,

$$X_{fi,d} = X_{k,\theta} / \gamma_{M,fi} \quad (2.2a)$$

- si un incremento de la propiedad es desfavorable para la seguridad:

$$X_{fi,d} = \gamma_{M,fi} \cdot X_{k,\theta} \quad (2.2b)$$

donde:

$X_{k,\theta}$ es el valor de una propiedad de un material en la situación de incendio, generalmente dependiente de la temperatura del material, véase el apartado 3.3

$\gamma_{M,fi}$ es el coeficiente parcial de seguridad de la propiedad correspondiente del material, para la situación de incendio.

NOTA 1: Para las propiedades térmicas del acero y hormigón, el valor del coeficiente parcial de seguridad para la situación de incendio es $\gamma_{M,fi} = 1,0$.

(3) El valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón debería ser $1,0 f_c$ dividido por $\gamma_{M,fi,c}$, antes de aplicar la necesaria reducción de resistencia debida a la temperatura e indicada en el apartado 3.3.2.

2.4 Métodos de comprobación

2.4.1 Generalidades

(1) El modelo del sistema estructural adoptado para proyectar con este anexo debe reflejar el comportamiento esperado frente al fuego de la estructura.

(2) Para el correspondiente tiempo de exposición al fuego t se debe comprobar:

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \quad (2.3)$$

donde:

$E_{fi,d,t}$ es el efecto de cálculo de las acciones para la situación de incendio, determinado conforme a la reglamentación específica vigente, incluyendo los efectos de las expansiones y deformaciones térmicas

$R_{fi,d,t}$ es la correspondiente resistencia de cálculo en la situación de incendio.

- (3) El cálculo estructural para la situación de incendio debería llevarse a cabo de acuerdo con el punto (2) del apartado 5.1.4 del Anejo 18.

NOTA: Para comprobar el requisito de resistencia al fuego normalizado, es suficiente un análisis por elementos aislados.

(4) Los casos en que las reglas de aplicación indicadas en este anexo solo sean válidas para la curva normalizada tiempo-temperatura se identifican en los correspondientes apartados.

(5) Los valores tabulados indicados en el apartado 4.2 se basan en la curva normalizada tiempo-temperatura.

(6) Como alternativa al dimensionamiento mediante cálculos, el proyecto frente a incendios puede basarse en los resultados de ensayos a fuego, o de ensayos a fuego en combinación con cálculos, véase el apartado 5.2 del Anejo 18.

2.4.2 Análisis por elementos aislados

(1) El efecto de las acciones debería determinarse para un tiempo $t = 0$ usando los factores de combinación $\psi_{1,1}$ o $\psi_{2,1}$ de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

(2) Como simplificación al punto (1), el efecto de las acciones $E_{fi,d,t}$ puede obtenerse a partir de un cálculo estructural para el dimensionamiento a temperatura normal, como:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d \quad (2.4)$$

donde:

E_d es el valor de cálculo del esfuerzo correspondiente para el dimensionamiento a temperatura normal, en una combinación fundamental de acciones (véase el Anejo 18)

η_{fi} es el coeficiente de reducción de E_d .

- (3) El coeficiente de reducción η_{fi} para la combinación de cargas (6.10) en el Anejo 18 debería tomarse como:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5)$$

o para las combinaciones de carga (6.10a) y (6.10b) en el Anejo 18 como el menor valor resultante de las dos expresiones siguientes:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}} \quad (2.5a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5b)$$

donde:

- $Q_{k,1}$ es el valor característico de la acción variable predominante 1
- G_k es el valor característico de una acción permanente
- γ_G es el coeficiente parcial de seguridad de una acción permanente
- $\gamma_{Q,1}$ es el coeficiente parcial de seguridad de una acción variable 1
- ξ es el coeficiente de reducción de una acción permanente desfavorable G_k
- $\psi_{0,1}$ es el factor de combinación del valor característico de una acción variable
- ψ_{fi} es el factor de combinación en situación de incendio, dado por $\psi_{1,1}$ (valor frecuente) o por $\psi_{2,1}$ (valor cuasipermanente) de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

NOTA 1: La figura A31.2.1 muestra un ejemplo de la variación del coeficiente de reducción η_{fi} frente a la relación de cargas $Q_{k,1}/G_k$ para distintos valores del factor de combinación $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$ de acuerdo con la ecuación (2.5), con las siguientes hipótesis: $\gamma_G = 1,35$ y $\gamma_Q = 1,5$. Los coeficientes parciales de seguridad se especifican en el Anexo 18. Las ecuaciones (2.5a) y (2.5b) dan valores ligeramente mayores.

NOTA 2: Se puede usar como una simplificación el valor $\eta_{fi} = 0,65$, excepto para cargas impuestas de acuerdo con la categoría E, según se indica en la reglamentación específica vigente (áreas susceptibles de acumulación de bienes, incluyendo las áreas de acceso), en las que el valor es 0,7.

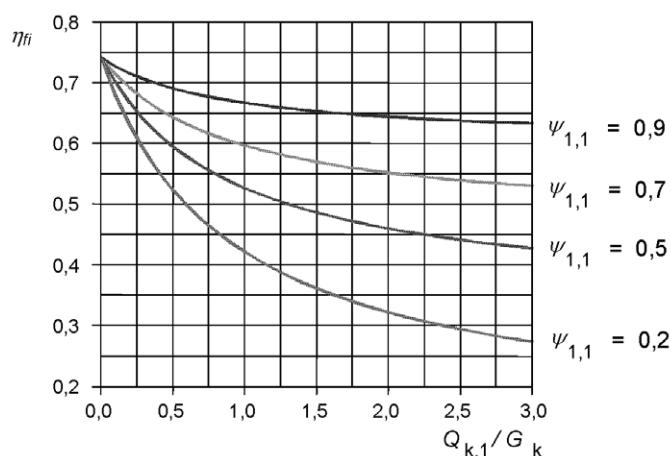


Figura A31.2.1 Variación del coeficiente de reducción η_{fi} con la relación de cargas $Q_{k,1}/G_k$

(4) Solo es necesario considerar los efectos de las deformaciones térmicas producidas por gradientes térmicos a través de la sección transversal. Los efectos de expansiones térmicas axiales o en el plano pueden despreciarse.

(5) Las condiciones de contorno en los apoyos y extremos de un elemento pueden suponerse constantes a lo largo de la exposición al fuego.

(6) Los valores tabulados, los modelos de cálculo simplificados o avanzados indicados, respectivamente, en los apartados 4.2, 4.3 y 4.4, son adecuados para la comprobación de los elementos bajo las condiciones de incendio.

2.4.3 Análisis de parte de la estructura

- (1) El efecto de las acciones debería determinarse para un tiempo $t = 0$ usando los factores de combinación $\psi_{1,1}$ y $\psi_{2,1}$ de acuerdo con la reglamentación específica vigente.
- (2) Como alternativa a la realización de un cálculo estructural para la situación de incendio en el instante $t = 0$, las reacciones en los apoyos y los esfuerzos internos en los contornos de parte de la estructura pueden obtenerse de un cálculo estructural a temperatura normal, como se indica en el apartado 2.4.2.
- (3) La parte de la estructura a analizar se debería especificar en base a las potenciales expansiones y deformaciones térmicas de modo que su interacción con otras partes de la estructura se pueda aproximar mediante condiciones de apoyo y de contorno independientes del tiempo durante la exposición al fuego.
- (4) Dentro de la parte de la estructura a analizar, se deben tener en cuenta el modo de fallo correspondiente a la exposición al fuego, las propiedades de los materiales dependientes de la temperatura y la rigidez del elemento, así como los efectos de las expansiones y deformaciones térmicas (acciones indirectas del fuego).
- (5) Se puede considerar que las condiciones de contorno en los apoyos y los esfuerzos en los contornos de parte de la estructura permanecen constantes a lo largo de toda la exposición al fuego.

2.4.4 Cálculo estructural global

- (1) Cuando se realiza un cálculo estructural global de la situación de incendio, se deben tener en cuenta el modo de fallo correspondiente a la exposición al fuego, las propiedades de los materiales dependientes de la temperatura y la rigidez del elemento, así como los efectos de las expansiones y las deformaciones térmicas (acciones indirectas del fuego).

3 Propiedades de los materiales

3.1 Generalidades

- (1) En condiciones de incendio se deben tener en cuenta las propiedades dependientes de la temperatura.
- (2) Las propiedades mecánicas y térmicas del acero y hormigón deberían determinarse conforme a los apartados siguientes.
- (3) Los valores de las propiedades de los materiales indicados en el apartado 3.2 deben tratarse como valores característicos, véase el punto (1) del apartado 2.3.
- (4) Las propiedades mecánicas del hormigón y del acero tanto para armaduras pasivas como activas a temperatura normal (20°C) se deberían tomar como las indicadas en la reglamentación específica vigente para el dimensionamiento a temperatura normal.
- (5) Las propiedades mecánicas del acero a 20°C deberían tomarse como las indicadas en el Anejo 22 para el dimensionamiento a temperatura normal.

3.2 Propiedades mecánicas

3.2.1 Propiedades de resistencia y deformación del acero estructural

- (1) Para velocidades de aumento de temperatura entre 2 y 50 K/min, las propiedades de resistencia y deformación del acero estructural a temperaturas elevadas deberían obtenerse a partir de la relación tensión-deformación indicada en la figura A31.3.1.

NOTA: Para las reglas de este anexo, se supone que las velocidades de aumento de temperatura entran dentro de los límites especificados.

(2) Las relaciones tensión-deformación indicadas en la figura A31.3.1 y en la tabla A31.3.1 se definen por tres parámetros:

- la pendiente del dominio lineal elástico $E_{a,\theta}$,
- el límite proporcional $f_{ap,\theta}$,
- el nivel máximo de tensión o el límite elástico eficaz $f_{ay,\theta}$.

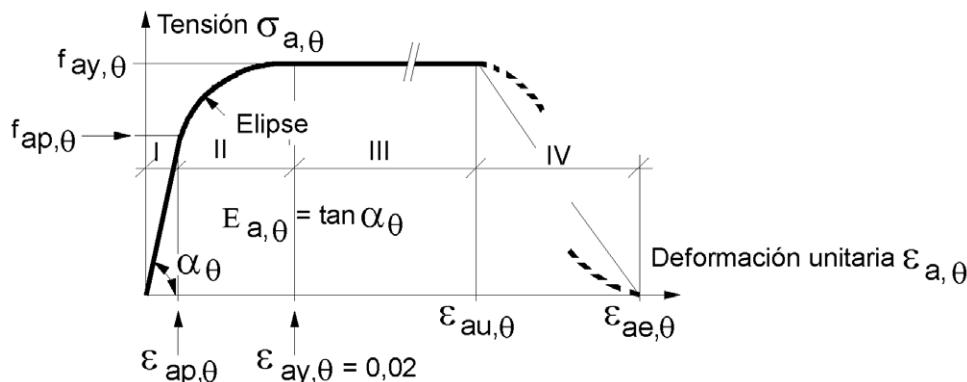


Figura A31.3.1 Modelo matemático para las relaciones tensión-deformación del acero estructural a elevadas temperaturas

Tabla A31.3.1 Relación entre los distintos parámetros del modelo matemático de la figura A31.3.1

Dominio de deformación	Tensión σ	Módulo tangencial
I/elástico $\varepsilon \leq \varepsilon_{ap,\theta}$	$E_{a,\theta} \varepsilon_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
II/Tránsito elíptico $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{ay,\theta}$	$(f_{ap,\theta} - c) + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}$ <p>con</p> $a^2 = (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} + c/E_{a,\theta})$ $b^2 = E_{a,\theta}(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})c + c^2$ $c = \frac{(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})^2}{E_{a,\theta}(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) - 2(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})}$	$\frac{b(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})}{a \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}}$
III/plástico $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{au,\theta}$	$f_{ay,\theta}$	0

(3) La tabla A31.3.2 indica, para elevadas temperaturas del acero θ_a , los coeficientes de reducción k_θ a aplicar al valor apropiado E_a o f_{ay} para determinar los parámetros definidos en el punto (2). Para valores intermedios de la temperatura se pueden hacer interpolaciones lineales.

(4) Como alternativa, para temperaturas menores que 400 °C, las relaciones tensión-deformación especificadas en el punto (2) se amplían para tener en el endurecimiento por deformación indicado en la tabla A31.3.2, siempre que se evite la inestabilidad local y se limite a 1,25 la relación $f_{au,\theta}/f_{ay}$

NOTA: La opción para tener en cuenta endurecimiento por deformación se detalla en el Apéndice A.

(5) El efecto del endurecimiento por deformación solo debería tenerse en cuenta si el análisis se basa en modelos de cálculo avanzado de acuerdo con el apartado 4.4. Esto solo se permite si se prueba que los fallos locales (es decir, pandeo local, fallo por cortante, desconchado del hormigón, etc.) no se producen por incrementos en las deformaciones.

NOTA: Los valores de $\varepsilon_{au,\theta}$ y $\varepsilon_{ae,\theta}$ que definen el rango de las ramas de máxima tensión y las ramas decrecientes de acuerdo con la figura A31.3.1, pueden tomarse del Apéndice A.

(6) La formulación de las relaciones tensión-deformación ha sido deducida de ensayos de tracción. Estas relaciones también pueden aplicarse al acero comprimido.

(7) En el caso de las acciones térmicas de acuerdo con la reglamentación específica vigente (modelos de fuego natural), particularmente cuando se considere la rama de temperatura decreciente, pueden emplearse como una aproximación suficientemente precisa los valores especificados en la tabla A31.3.2 para las relaciones tensión-deformación del acero estructural.

Tabla A31.3.2 Coeficientes de reducción k_θ para la relaciones tensión–deformación del acero estructural a elevadas temperaturas

Temperatura del acero θ_a [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420		1,00
500	0,60	0,360		0,78
600	0,31	0,180		0,47
700	0,13	0,075		0,23
800	0,09	0,050		0,11
900	0,0675	0,0375		0,06
1000	0,0450	0,0250		0,04
1100	0,0225	0,0125		0,02
1200	0	0		0

3.2.2 Propiedades de resistencia y deformación del hormigón

(1) Para velocidades de calentamiento entre 2 y 50 K/min, las propiedades de resistencia y deformación del hormigón a elevadas temperaturas deberían obtenerse de las relaciones tensión-deformación indicadas en la figura A31.3.2.

NOTA: Se supone, en las reglas indicadas en este anexo, que las velocidades de calentamiento se encuentran dentro de los límites especificados.

(2) Las propiedades de resistencia y deformación del hormigón sometido a tensión uniaxial a elevadas temperaturas deben obtenerse de las relaciones tensión-deformación de la reglamentación específica vigente y como se indica en la figura A31.3.2.

(3) Las relaciones tensión-deformación indicadas en la figura A31.3.2 se definen por dos parámetros:

- la resistencia a compresión $f_{c,\theta}$, y
- la deformación unitaria $\varepsilon_{cu,\theta}$ correspondiente a $f_{c,\theta}$.

(4) La tabla A31.3.3 proporciona, para temperaturas elevadas de hormigón θ_c , el coeficiente de reducción $k_{c,\theta}$ que hay que aplicar a f_c con el fin de determinar $f_{c,\theta}$ y la deformación unitaria $\varepsilon_{cu,\theta}$. Los valores intermedios de temperatura se obtienen por interpolación lineal.

NOTA: Debido a las distintas maneras de ensayar las probetas, $\varepsilon_{cu,\theta}$ muestra una dispersión considerable, lo que viene representado en la tabla A31.B.1. Los valores para $\varepsilon_{ce,\theta}$ que definen el rango de la rama descendente pueden tomarse del Apéndice B.

(5) Para el hormigón ligero los valores de $\varepsilon_{cu,\theta}$ se deberían obtener, si fuera necesario, a partir de ensayos.

(6) Los parámetros especificados en la tabla A31.3.3 son válidos para todas las calidades de hormigón con áridos silíceos. Para las calidades de hormigón calcáreo pueden emplearse los mismos parámetros. Normalmente esto queda del lado de la seguridad. Si se necesita información más precisa, se debería hacer referencia a la reglamentación específica vigente.

(7) En el caso de acciones térmicas de acuerdo con la reglamentación específica vigente (modelos de fuego natural), particularmente cuando se considera la rama de temperatura descendente, se debería modificar el modelo matemático de las relaciones tensión-deformación del hormigón especificado en la figura A31.3.2.

NOTA: Dado que el hormigón enfriado tras haber sido calentado no recupera su resistencia a compresión inicial, se puede emplear la propuesta del Apéndice C en un modelo de cálculo avanzado de acuerdo con el apartado 4.4.

(8) Desde el punto de vista de la seguridad, se puede suponer que la resistencia a tracción del hormigón es nula.

(9) Si se tiene en cuenta la resistencia a tracción del hormigón en las comprobaciones realizadas con un modelo de cálculo avanzado, ésta no debería superar los valores de la reglamentación específica vigente.

(10) En el caso de tensiones de tracción en el hormigón, los modelos con una rama descendente de tensión-deformación deberían tomarse como se indica en la figura A31.3.2.

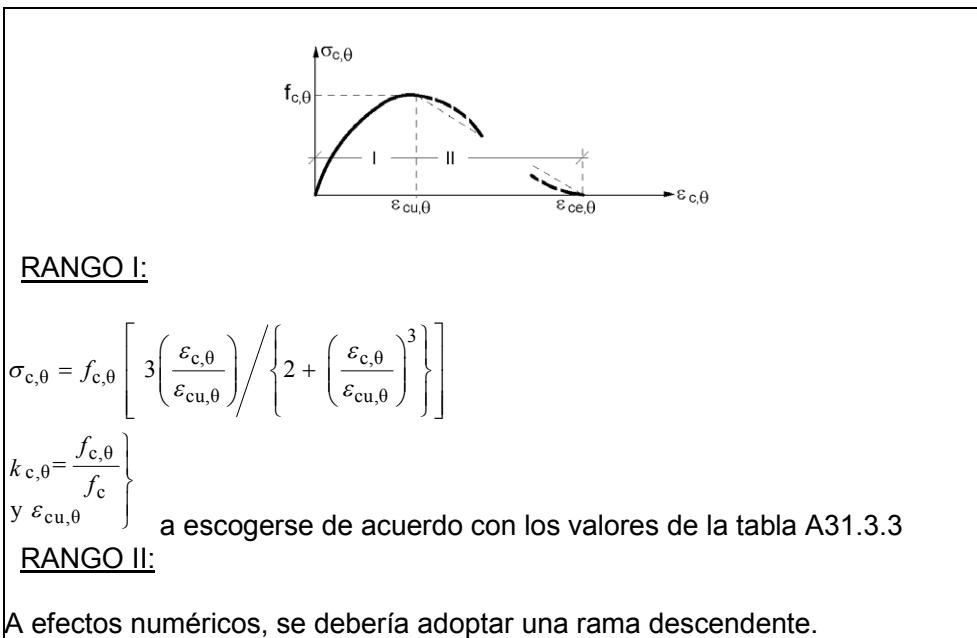


Figura A31.3.2 Modelo matemático para las relaciones tensión-deformación del hormigón sometido a compresión a elevadas temperaturas

Tabla A31.3.3 Valores para los dos parámetros principales de las relaciones tensión-deformación del hormigón de peso normal (NC)¹⁾ y del hormigón ligero (LC)²⁾ a temperaturas elevadas

Temperatura θ _c [°C] del hormigón	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_c$		$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ NC
	NC ¹⁾	LC ²⁾	
20	1	1	2,5
100	1	1	4,0
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7,0
400	0,75	0,88	10,0
500	0,60	0,76	15,0
600	0,45	0,64	25,0
700	0,30	0,52	25,0
800	0,15	0,40	25,0
900	0,08	0,28	25,0
1000	0,04	0,16	25,0
1100	0,01	0,04	25,0
1200	0	0	—

1) NC: Hormigón de peso normal
 2) LC: Hormigón ligero. Se designa también como HL

3.2.3 Aceros para armaduras pasivas

- (1) Las propiedades de resistencia y deformación de los aceros para armaduras pasivas a elevadas temperaturas pueden obtenerse mediante el mismo modelo matemático que el presentado en el apartado 3.2.1 para el acero estructural.

(2) Para aceros laminados en caliente pueden emplearse los tres parámetros principales indicados en la tabla A31.3.2, excepto que el valor de $k_{u,\theta}$ no debería ser mayor que 1,1.

(3) En la tabla A31.3.4 se dan los tres parámetros principales del acero para armaduras pasivas estirado en frío.

NOTA: Normalmente no se utilizarán armaduras activas en estructuras mixtas.

(4) En el caso de las acciones térmicas de acuerdo con la reglamentación específica vigente, en particular cuando considera la rama de temperatura descendente, los valores especificados en la tabla A31.3.2 para las relaciones tensión-deformación del acero estructural, pueden utilizarse para los aceros para armaduras pasivas laminados en caliente como una aproximación suficientemente precisa.

Tabla A31.3.4 Coeficientes de reducción k_θ para las relaciones tensión-deformación del acero para las armaduras pasivas estirado en frío

Temperatura θ_s [°C] del hormigón	$k_{E,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_s}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{sp,\theta}}{f_{sy}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{sy}}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	0,96	1,00
200	0,87	0,92	1,00
300	0,72	0,81	1,00
400	0,56	0,63	0,94
500	0,40	0,44	0,67
600	0,24	0,26	0,40
700	0,08	0,08	0,12
800	0,06	0,06	0,11
900	0,05	0,05	0,08
1000	0,03	0,03	0,05
1100	0,02	0,02	0,03
1200	0	0	0

3.3 Propiedades térmicas

3.3.1 Aceros estructurales y para armaduras pasivas

(1) La dilatación térmica del acero $\Delta l/l$, válida para todos los tipos de acero estructural y para armaduras pasivas, se puede obtener a como sigue:

$$\Delta l/l = -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2 \quad \text{para } 20^\circ\text{C} < \theta_a \leq 750^\circ\text{C} \quad (3.1a)$$

$$\Delta l/l = 11 \cdot 10^{-3} \quad \text{para } 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C} \quad (3.1b)$$

$$\Delta l/l = -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \theta_a \quad \text{para } 860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \quad (3.1c)$$

donde:

l es la longitud a 20°C del elemento de acero

Δl es la dilatación debida a la temperatura del elemento de acero

θ_a es la temperatura del acero.

- (2) La figura A31.3.3 ilustra la variación con la temperatura de la dilatación térmica.

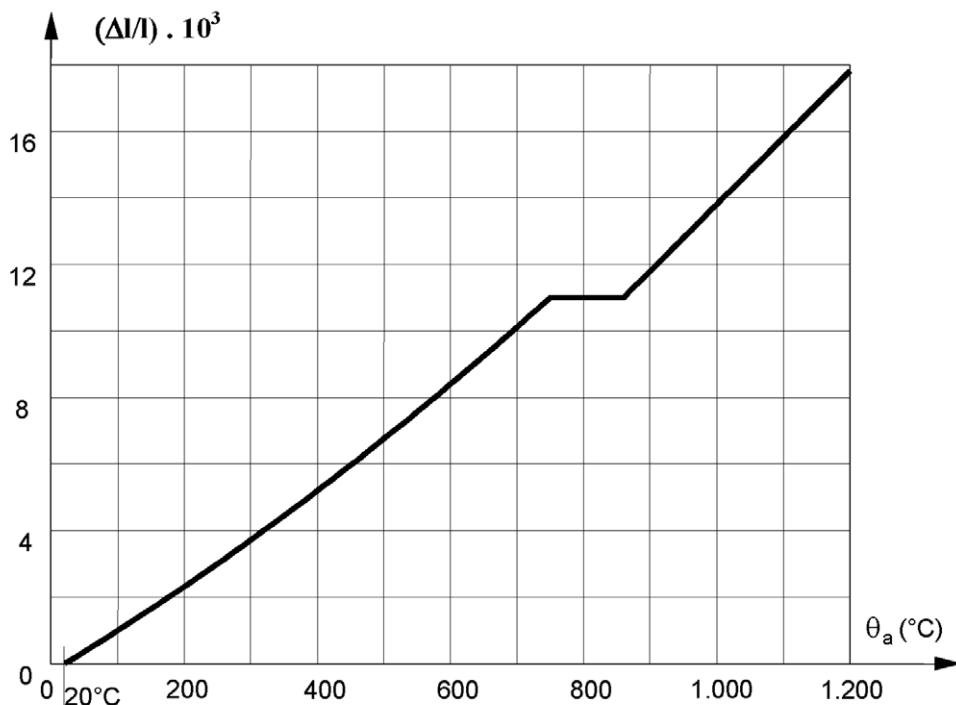


Figura A31.3.3 Alargamiento térmico del acero en función de la temperatura

- (3) En los modelos simplificados de cálculo (véase el apartado 4.3) la relación entre la dilatación térmica y la temperatura del acero puede considerarse lineal. En este caso el alargamiento del acero debería determinarse a partir de:

$$\Delta l / l = 14 \cdot 10^{-6} (\theta_a - 20) \quad (3.1d)$$

- (4) El calor específico del acero c_a , válido para todos los tipos de acero estructural y para armaduras pasivas se puede obtener a partir de:

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3 \quad [\text{J/kgK}] \quad \text{para } 20 \leq \theta_a \leq 600 \text{ °C} \quad (3.2a)$$

$$c_a = 666 - \left(\frac{13\,002}{\theta_a - 738} \right) \quad [\text{J/kgK}] \quad \text{para } 600 < \theta_a \leq 735 \text{ °C} \quad (3.2b)$$

$$c_a = 545 + \left(\frac{17\,820}{\theta_a - 731} \right) \quad [\text{J/kgK}] \quad \text{para } 735 < \theta_a \leq 900 \text{ °C} \quad (3.2c)$$

$$c_a = 650 \quad [\text{J/kgK}] \quad \text{para } 900 < \theta_a \leq 1\,200 \text{ °C} \quad (3.2d)$$

donde:

θ_a es la temperatura del acero.

- (5) La figura A31.3.4 ilustra la variación del calor específico con la temperatura.

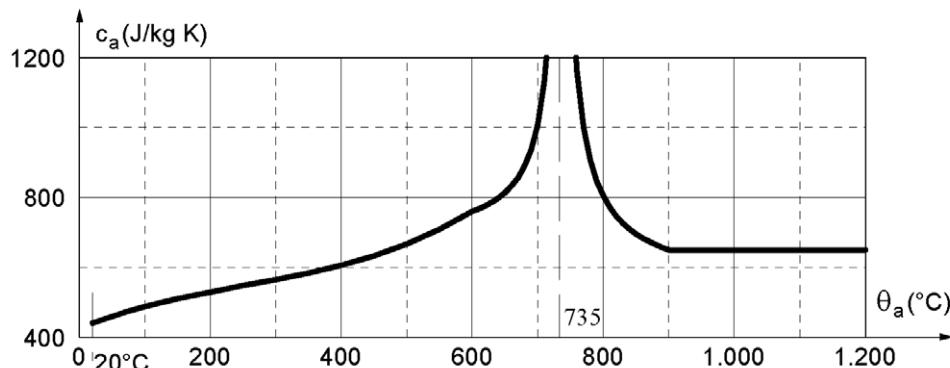


Figura A31.3.4 Calor específico del acero en función de la temperatura

- (6) En los modelos simplificados de cálculo (véase el apartado 4.3) el calor específico puede considerarse independiente de la temperatura del acero. En este caso debería tomarse el siguiente valor medio:

$$c_a = 600 \quad [\text{J/kgK}] \quad (3.2e)$$

- (7) La conductividad térmica del acero λ_a , válida para todos los tipos de acero estructural y para armaduras pasivas, se puede obtener como sigue:

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a \quad [\text{W/mK}] \quad \text{para } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 800 \text{ }^\circ\text{C} \quad (3.3a)$$

$$\lambda_a = 27,3 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{para } 800 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1.200 \text{ }^\circ\text{C} \quad (3.3b)$$

donde:

θ_a es la temperatura del acero.

- (8) La figura A31.3.5 ilustra la variación con la temperatura de la conductividad térmica.

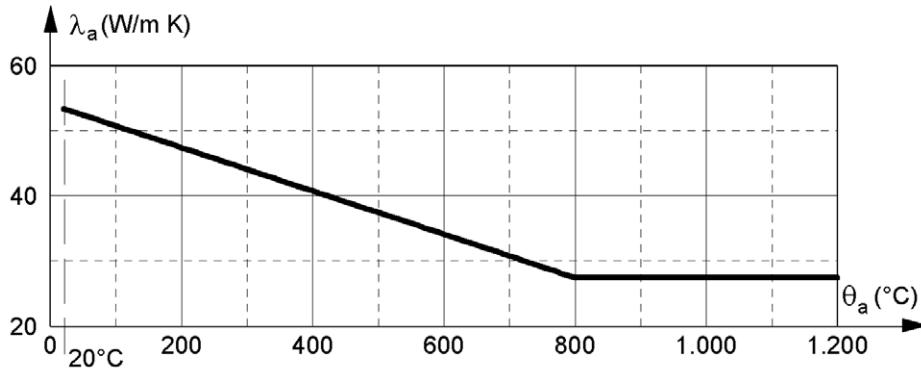


Figura A31.3.5 Conductividad térmica del acero en función de la temperatura

- (9) En los modelos simplificados de cálculo (véase el apartado 4.3) la conductividad térmica puede considerarse independiente de la temperatura del acero. En este caso debería tomarse el siguiente

valor medio:

$$\lambda_a = 45 \quad [W/mK] \quad (3.3c)$$

3.3.2 Hormigón de peso normal

(1) La dilatación térmica $\Delta l/l$ del hormigón de peso normal y del hormigón con árido silíceo, puede obtenerse como sigue:

$$\Delta l/l = -1.8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \theta_c + 2.3 \cdot 10^{-11} \theta_c^3 \text{ para } 20^\circ C \leq \theta_c \leq 700^\circ C \quad (3.4a)$$

$$\Delta l/l = 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{para } 700^\circ C < \theta_c \leq 1200^\circ C \quad (3.4b)$$

donde:

l es la longitud del elemento de hormigón a $20^\circ C$

Δl es la dilatación del elemento de hormigón debida a la temperatura

θ_c es la temperatura del hormigón.

(2) La figura A31.3.6 ilustra la variación de la dilatación térmica con la temperatura.

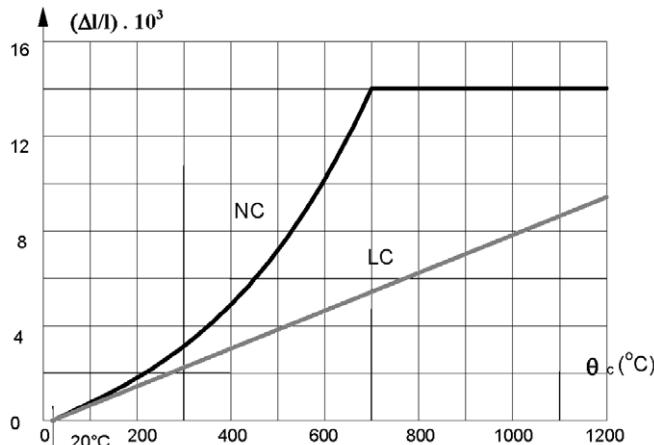


Figura A31.3.6 Dilatación térmica del hormigón de peso normal (NC) y del hormigón ligero (LC) en función de la temperatura

(3) En los modelos simplificados de cálculo (véase el apartado 4.3) la relación entre la dilatación térmica y la temperatura del hormigón puede considerarse lineal. En este caso la dilatación térmica del hormigón debería determinarse a partir de:

$$\Delta l/l = 18 \cdot 10^{-6} (\theta_c - 20) \quad (3.4c)$$

(4) El calor específico c_c del hormigón de peso normal seco, silíceo o calcáreo, puede deducirse de:

$$c_c = 900 \quad [J/kg K] \quad \text{para } 20^\circ C \leq \theta_c \leq 100^\circ C \quad (3.5a)$$

$$c_c = 900 + (\theta_c - 100) \quad [J/kg K] \quad \text{para } 100^\circ C < \theta_c \leq 200^\circ C \quad (3.5b)$$

$$c_c = 1000 + (\theta_c - 200) / 2 \quad [\text{J/kg K}] \quad \text{para } 200^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400^\circ\text{C} \quad (3.5c)$$

$$c_c = 1100 \quad [\text{J/kg K}] \quad \text{para } 400^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \quad (3.5d)$$

donde θ_c es la temperatura del hormigón.

NOTA: Se puede aproximar la variación de c_c como una función de la temperatura mediante:

$$c_{c,\theta} = 890 + 56,2 (\theta_c / 100) - 3,4 (\theta_c / 100)^2 \quad (3.5e)$$

(5) La figura A31.3.7 ilustra la variación del calor específico con la temperatura de acuerdo con la ecuación (3.5e).

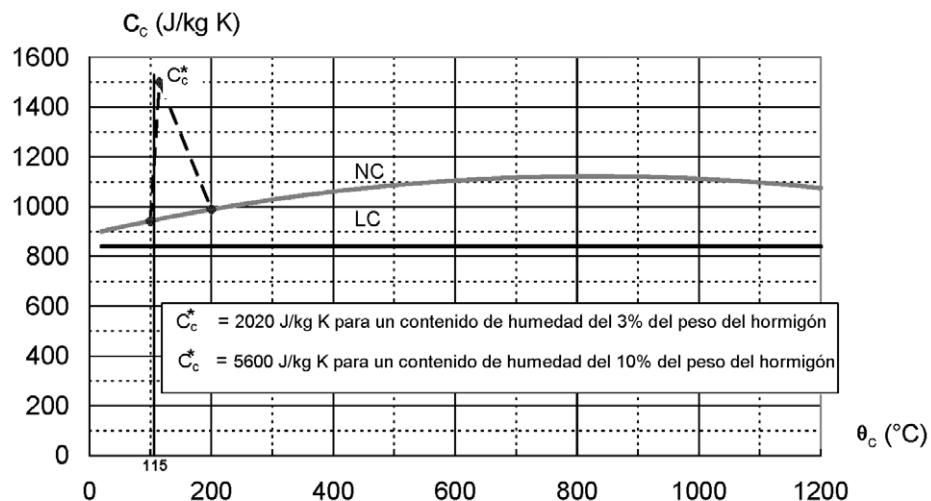


Figura A31.3.7 Calor específico del hormigón de peso de peso normal (NC) y del hormigón ligero (LC) en función de la temperatura

(6) En los modelos de cálculo simplificados (véase el apartado 4.3) se puede considerar el calor específico independiente de la temperatura del hormigón. En este caso se debería tomar el siguiente valor:

$$c_c = 1000 \quad [\text{J/kg K}] \quad (3.5f)$$

(7) El contenido de humedad del hormigón debería tomarse igual al contenido de humedad de equilibrio. Si no se dispone de estos datos, el contenido de humedad no debería superar el 4% del peso del hormigón.

(8) Si el contenido de humedad no se considera explícitamente en el equilibrio térmico, las ecuaciones indicadas en el punto (4) para el calor específico pueden completarse con un valor pico, que se muestra en la figura A31.3.7, situado entre 100 °C y 200 °C, como 115 °C.

$$c_c^* = 2020 \quad \text{para un contenido de humedad del 3% del peso del hormigón} \quad [\text{J/kg K}] \quad (3.5g)$$

$$c_c^* = 5600 \quad \text{para un contenido de humedad del 3% del peso del hormigón} \quad [\text{J/kg K}] \quad (3.5h)$$

La última situación puede darse en perfiles huecos rellenos de hormigón.

(9) La conductividad térmica λ_c del hormigón de peso normal se puede determinar entre los límites inferior y superior indicados en el punto (10).

NOTA 2: El límite superior se ha obtenido de ensayos de elementos estructurales mixtos de acero y hormigón. Se recomienda el uso del límite superior.

(10) El límite superior de la conductividad térmica λ_c del hormigón de peso normal se puede obtener a partir de:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451(\theta_c / 100) + 0,0107(\theta_c / 100)^2 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \quad (3.6a)$$

donde θ_c es la temperatura del hormigón.

El límite inferior de la conductividad térmica λ_c del hormigón de peso normal puede obtenerse de:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136(\theta_c / 100) + 0,0057(\theta_c / 100)^2 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \quad (3.6b)$$

donde θ_c es la temperatura del hormigón.

(11) La figura A31.3.8 ilustra la variación de la conductividad térmica con la temperatura.

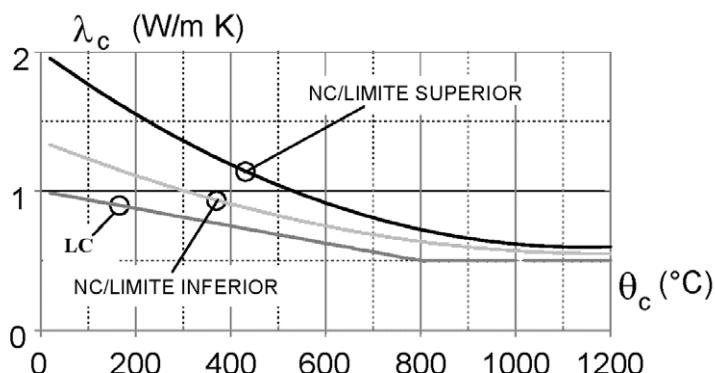


Figura A31.3.8 Conductividad térmica del hormigón de peso normal (NC) y del hormigón ligero (LC) en función de la temperatura

(12) En los modelos de cálculo simplificados (véase el apartado 4.3) la conductividad térmica puede considerarse independiente de la temperatura del hormigón. En este caso debería tomarse el siguiente valor:

$$\lambda_c = 1,60 \quad [\text{W/mK}] \quad (3.6c)$$

3.3.3 Hormigón ligero

(1) La dilatación térmica $\Delta l/l$ del hormigón ligero se puede obtener a partir de:

$$\Delta l/l = 8 \cdot 10^{-6} (\theta_c - 20) \quad (3.7)$$

donde:

l es la longitud del elemento de hormigón ligero a la temperatura ambiente

Δl es la dilatación debida a la temperatura del elemento de hormigón ligero

θ_c es la temperatura del hormigón ligero [°C].

(2) El calor específico c_c del hormigón ligero puede considerarse independiente de la temperatura del hormigón:

$$c_c = 840 \quad [\text{J/kg K}] \quad (3.8)$$

(3) La conductividad térmica λ_c del hormigón ligero se puede obtener como sigue:

$$\lambda_c = 1,0 - (\theta_c / 1600) \quad [\text{W/mK}] \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 800^\circ\text{C} \quad (3.9a)$$

$$\lambda_c = 0,5 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{para } \theta_c > 800^\circ\text{C} \quad (3.9b)$$

(4) Las figuras A31.3.6, A31.3.7 y A31.3.8 ilustran la variación de la dilatación térmica con la temperatura, del calor específico y de la conductividad térmica.

(5) El contenido de humedad del hormigón debería tomarse igual al contenido de humedad de equilibrio. Si no se dispone de estos datos, el contenido de humedad no debería superar el 5% del peso del hormigón.

3.3.4 Materiales de protección frente al fuego

(1) Las propiedades y el comportamiento de los materiales de protección frente al fuego deben evaluarse usando los métodos de ensayo indicados en las normas UNE-EN 13381-1, UNE-EN 13381-2; UNE-EN 13381-4, UNE-EN 13381-5 y UNE-EN 13381-6.

3.4 Densidad

(1) La densidad del acero ρ_a se debe considerar independiente de la temperatura de éste. Se debe tomar el siguiente valor:

$$\rho_a = 7\,850 \quad [\text{kg/m}^3] \quad (3.10)$$

(2) Para las cargas estáticas se puede considerar que la densidad del hormigón ρ_c es independiente de la temperatura del hormigón. Para el cálculo de la respuesta térmica se puede considerar la variación de ρ_c en función de la temperatura de acuerdo con el punto (3) del apartado 3.3.2 del Anexo 20.

NOTA: La variación de ρ_c en función de la temperatura se puede aproximar mediante:

$$\rho_{c,\theta} = 2354 - 23,47 (\theta_c / 100) \quad (3.11)$$

(3) Para el hormigón de peso normal (NC) sin armar se puede adoptar el siguiente valor:

$$\rho_{c,NC} = 2\,300 \quad [\text{kg/m}^3] \quad (3.12a)$$

(4) La densidad del hormigón ligero (LC) sin armar, considerada en este anexo para el dimensionamiento de estructuras sometidas al fuego, debe estar en el rango siguiente:

$$\rho_{c,LC} = 1\,600 \text{ a } 2\,000 \quad [\text{kg/m}^3] \quad (3.12b)$$

4 Procedimientos de cálculo

4.1 Introducción

(1) La comprobación del comportamiento de una estructura en una situación de incendio se debe basar en los requisitos del apartado 5 “Detalles constructivos” y en uno de los siguientes procedimientos de cálculo permitidos:

- soluciones de cálculo reconocidas, llamadas valores tabulados, para tipos específicos de elementos estructurales,
- modelos de cálculo simplificados para tipos específicos de elementos estructurales,
- modelos de cálculo avanzados para simular el comportamiento de toda la estructura (véase el apartado 2.4.4), de partes de la estructura (véase el apartado 2.4.3) o de un solo elemento estructural (véase el apartado 2.4.2).

(2) La aplicación de valores tabulados o de modelos de cálculo simplificados se limita a elementos estructurales individuales, considerados como directamente expuestos al fuego en toda su longitud. La acción térmica se toma de acuerdo con la exposición al fuego normalizado, y se da por hecho que existe la misma distribución de temperatura a lo largo de toda la longitud de los elementos estructurales. No se permite la extrapolación fuera del rango de la evidencia experimental.

(3) Los valores tabulados y los modelos de cálculo simplificados deberían dar resultados conservadores en comparación con los de los ensayos correspondientes o con los modelos de cálculo avanzados.

(4) La aplicación de modelos de cálculo avanzados contempla la respuesta al fuego de los elementos estructurales, subsistemas o estructuras completas y permite, cuando proceda, la comprobación de la interacción entre partes de la estructura directamente expuestas al fuego y aquéllas que no lo están.

(5) En los modelos de cálculo avanzados, los principios de ingeniería se deben aplicar a cada caso de una manera realista.

(6) Cuando no son aplicables ni los valores tabulados ni los modelos de cálculo simplificados, es necesario usar bien un método de cálculo avanzado o bien un método basado en los resultados de ensayos.

(7) Los niveles de carga se definen por la relación entre el correspondiente valor de cálculo del efecto de las acciones y el valor de cálculo de la resistencia:

$$\eta = \frac{E_d}{R_d} \leq 1,0 \quad ; \text{ nivel de carga referido al Anejo 30} \quad (4.1)$$

donde:

E_d es el efecto de cálculo de las acciones para el dimensionamiento a temperatura normal; y

R_d es el valor de cálculo de la resistencia para el dimensionamiento a temperatura normal

$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d}$ nivel de carga para el cálculo frente a incendio

donde:

$E_{fi,d,t}$ es el efecto de cálculo de las acciones en la situación de incendio, en el instante t .

(8) Para un análisis global de la estructura (estructuras completas) se deben combinar las acciones mecánicas utilizando la combinación accidental indicada en la reglamentación específica vigente.

(9) Para cualquier tipo de cálculo estructural de acuerdo con los apartados 2.4.2, 2.4.3 y 2.4.4, el criterio de fallo portante "R" se alcanza cuando el valor de cálculo de la resistencia en situación de incendio $R_{fi,d,t}$ ha disminuido hasta el nivel del efecto de cálculo de las acciones en situación de incendio $E_{fi,d,t}$.

(10) Para el modelo de cálculo de los "valores tabulados" del apartado 4.2, $R_{fi,d,t}$ puede calcularse como $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$

(11) Los modelos de cálculo simplificados para losas y vigas pueden basarse en distribuciones de temperatura conocidas en la sección transversal, como se indica en el apartado 4.3, y en propiedades de los materiales, como se indica en el apartado 3.

(12) Para losas y vigas en las que las distribuciones de la temperatura se determinan por otros métodos apropiados o por ensayos, la resistencia de las secciones transversales puede calcularse directamente utilizando las propiedades de los materiales indicadas en el apartado 3, siempre que se eviten la inestabilidad u otros efectos de fallo prematuros.

(13) Para una viga conectada a una losa, la resistencia a rasante aportada por la armadura transversal debería determinarse según el apartado 6.6.6 del Anejo 30. En este caso, debería ignorarse la contribución de la chapa conformada de acero cuando su temperatura sea superior a los 350 °C. La anchura eficaz b_{eff} a elevadas temperaturas puede tomarse como el valor del apartado 5.4.1.2 del Anejo 30.

(14) La regla (13) se aplica si la distancia al eje de estas armaduras transversales satisface lo expuesto en la columna 3 de la tabla A20.5.8 del Anejo 20.

(15) En este documento, se entiende que los pilares sometidos a condiciones de incendio se calientan de igual forma alrededor de toda su sección transversal, mientras que las vigas que sujetan un forjado solo se calientan por los tres lados inferiores.

(16) Para vigas conectadas a losas con chapas nervadas de acero se puede suponer una exposición al fuego por tres caras, cuando al menos el 85% de la parte superior del perfil de acero esté directamente cubierto por la chapa de acero.

4.2 Valores tabulados

4.2.1 Campo de aplicación

(1) Las siguientes reglas se refieren al análisis por elementos aislados de acuerdo con el apartado 2.4.2. Estas solo son válidas para una exposición al fuego normalizado.

(2) Los datos indicados a continuación dependen del nivel de carga $\eta_{fi,t}$ de acuerdo con los puntos (7), (9) y (10) del apartado 4.1.

(3) El efecto de cálculo de las acciones en la situación de incendio, supuesto independiente del tiempo, puede tomarse como $E_{fi,d}$ de acuerdo con el punto (2) del apartado 2.4.2.

(4) Se debe comprobar que $E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$.

(5) Para los valores tabulados indicados en las tablas A31.4.1 a A31.4.7, se permite la interpolación lineal para todos los parámetros físicos.

NOTA: Cuando por el momento es imposible la clasificación, esto se indica con "-" en las tablas.

4.2.2 Viga mixta formada por una viga de acero parcialmente embebida en hormigón

(1) Las vigas mixtas formadas por una viga de acero parcialmente embebida en hormigón (figura A31.1.5) pueden clasificarse en función del nivel de carga $\eta_{fi,t}$, la anchura de la viga b y la armadura

adicional A_s relacionada con el área del ala inferior A_f , tal y como se indica en la tabla A31.4.1.

Tabla A31.4.1 Dimensiones mínimas b de la sección transversal y armaduras pasivas adicionales mínimas en relación al área del ala A_s/A_f , para vigas mixtas formadas por vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón

		Condición de aplicación: losa: $h_c \geq 120$ mm; $b_{eff} \leq 5$ m; perfil de acero: $b/e_w \geq 15$; $e_f/e_w \leq 2$; área de armadura pasiva adicional, en relación al área total entre las alas: $A_s/(A_c + A_s) \leq 5\%$					Resistencia al fuego normalizado					
		R30	R60	R90	R120	R180						
1	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,3$											
	b (mm) mínimo y armadura pasiva adicional A_s en relación al área del ala A_s/A_f		70/0,0	100/0,0	170/0,0	200/0,0	260/0,0					
1.1	$h \geq 0,9 \times b$ mínimo		60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0					
1.2	$h \geq 1,5 \times b$ mínimo		60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0					
1.3	$h \geq 2,0 \times b$ mínimo		60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0					
2	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,5$											
	b (mm) mínimo y armadura A_s adicional en relación al área del ala A_s/A_f		80/0,0	170/0,0	250/0,4	270/0,5	—					
2.1	$h \geq 0,9 \times b$ mínimo		80/0,0	150/0,0	200/0,2	240/0,3	300/0,5					
2.2	$h \geq 1,5 \times b$ mínimo		70/0,0	120/0,0	180/0,2	220/0,3	280/0,3					
2.3	$h \geq 2,0 \times b$ mínimo		60/0,0	100/0,0	170/0,2	200/0,3	250/0,3					
2.4	$h \geq 3,0 \times b$ mínimo		80/0,0	270/0,4	300/0,6	—	—					
3	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,7$											
	b (mm) mínimo y armadura A_s adicional en relación al área del ala A_s/A_f		80/0,0	240/0,3	270/0,4	300/0,6	—					
3.1	$h \geq 0,9 \times b$ mínimo		70/0,0	190/0,3	210/0,4	270/0,5	320/1,0					
3.2	$h \geq 1,5 \times b$ mínimo		70/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8					
3.3	$h \geq 2,0 \times b$ mínimo		70/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8					
3.4	$h \geq 3,0 \times b$ mínimo		70/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8					

(2) Los valores dados en la tabla A31.4.1 son válidos para vigas simplemente apoyadas.

(3) Al determinar R_d y $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$ en conexión con la tabla A31.4.1, se deberían observar las siguientes reglas:

- el espesor del alma e_w no supera 1/15 de la anchura b,
- el espesor del ala inferior e_f no supera dos veces el espesor del alma e_w ,
- el espesor de la losa de hormigón h_c es, al menos, 120 mm,

- el área de la armadura adicional en relación con el área total entre las alas $A_s/(A_c + A_s)$ no supera el 5%,
- el valor de R_d se calcula en base al Anejo 30 siempre que:
 - la anchura eficaz de la losa b_{eff} no supera los 5 m,
 - la armadura adicional A_s no se tiene en cuenta.

(4) Los valores dados en la tabla A31.4.1 son válidos para el acero estructural de tipo S355. Si se emplea otra clase de acero, los valores mínimos de las armaduras adicionales indicados en la tabla A31.4.1 deberían multiplicarse por la relación entre el límite elástico de este otro tipo de acero y el límite elástico para el tipo S355.

(5) Los valores indicados en la tabla A31.4.1 son válidos para el acero de tipo B500 empleados para la armadura pasiva adicional A_s .

(6) Los valores indicados en las tablas A31.4.1 y A31.4.2 son válidos para las vigas conectadas a losas planas de hormigón armado.

Tabla A31.4.2 Mínima distancia de la armadura pasiva adicional de las vigas mixtas

	Anchura del perfil b [mm]	Mínima distancia [mm]	Resistencia al fuego normalizado			
			R60	R90	R120	R180
	170	u_1	100	120	–	–
		u_2	45	60	–	–
	200	u_1	80	100	120	–
		u_2	40	55	60	–
	250	u_1	60	75	90	120
		u_2	35	50	60	60
	≥ 300	u_1	40	50	70	90
		u_2	25*	45	60	60

(*) Este valor tiene que comprobarse de acuerdo con el apartado 4.4.1.2 del Anejo 19.

(7) Los valores indicados en las tablas A31.4.1 y A31.4.2 pueden utilizarse en vigas conectadas a forjados mixtos con chapas nervadas de acero, si al menos el 85% de la parte superior del perfil de acero está cubierta directamente por la chapa conformada. En caso contrario, es necesario emplear material de relleno de huecos encima de las vigas.

(8) El material empleado para llenar los huecos debería ser adecuado para proteger el acero frente al fuego (véanse las normas UNE-EN 13381-4 y/o UNE-EN 13381-5).

(9) La armadura pasiva adicional tiene que colocarse lo más cerca posible del ala inferior teniendo en cuenta la distancia u_1 y u_2 de la tabla A31.4.2.

(10) Si el hormigón que envuelve la viga de acero tiene solo una función aislante, la resistencia al fuego R30 a R180 puede satisfacerse con un recubrimiento del hormigón c del perfil de acero de acuerdo con la tabla A31.4.3.

NOTA: Para R30, solo es necesario situar el hormigón entre las alas del perfil de acero.

Tabla A31.4.3 Recubrimiento mínimo de hormigón de un perfil de acero con el hormigón actuando como protección frente al fuego

	Resistencia al fuego normalizado				
R30	R60	R90	R120	R180	
Recubrimiento del hormigón c [mm]	0	25	30	40	50

(11) Cuando el hormigón envolvente tiene solo una función aislante, la malla se debería colocar de acuerdo con el punto (6) del apartado 5.1, excepto para R30.

4.2.3 Pilares mixtos

4.2.3.1 Generalidades

- (1) Las tablas A31.4.4, A31.4.6 y A31.4.7 son válidas para pórticos arriostrados.
- (2) Los niveles de carga $\eta_{fi,t}$ en las tablas A31.4.6 y A31.4.7 se definen en el punto (7) del apartado 4.1, suponiendo que para el cálculo de R_d se trata de apoyos rematados en articulaciones, siempre que ambos extremos del pilar tengan la rotación coaccionada en la situación de incendio.
- (3) Al usar las tablas A31.4.6 y A31.4.7, R_d tiene que basarse en dos veces la longitud de pandeo utilizada en la situación de proyecto de incendio.
- (4) Las tablas A31.4.4 a A31.4.7 son válidas tanto para cargas axiles concéntricas como para cargas excéntricas aplicadas a los pilares. Al determinar R_d , el valor de cálculo de la resistencia para el dimensionamiento a temperatura normal se debería tener en cuenta la excentricidad de la carga.
- (5) Los valores tabulados indicados en las tablas A31.4.4 a A31.4.7 son válidos para pilares con una longitud máxima de 30 veces la mínima dimensión externa de la sección transversal escogida.

4.2.3.2 Pilares mixtos formados por perfiles de acero totalmente embebidos

- (1) Los pilares mixtos formados perfiles de acero totalmente embebidos pueden clasificarse en función de la dimensión b_c y h_c , del recubrimiento c de hormigón del perfil de acero y de la mínima distancia u_s al eje de las armaduras pasivas indicadas en las dos soluciones alternativas de la tabla A31.4.4.

Tabla A31.4.4 Dimensiones mínimas de la sección transversal, recubrimiento mínimo de hormigón del perfil de acero y distancia mínima al eje de las armaduras pasivas, de pilares mixtos formados por perfiles de acero totalmente embebidos

		Resistencia al fuego normalizado					
		R30	R60	R90	R120	R180	R240
1.1	Dimensiones mínimas h_c y b_c [mm]	150	180	220	300	350	400
1.2	recubrimiento mínimo con hormigón del perfil de acero c [mm]	40	50	50	75	75	75
1.3	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas u_s [mm]	20*	30	30	40	50	50
2.1	dimensiones mínimas h_c y b_c [mm]	-	200	250	350	400	-
2.2	recubrimiento mínimo con hormigón del perfil c [mm]	-	40	40	50	60	-
2.3	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas u_s [mm]	-	20*	20*	30	40	-

(*) Estos valores tienen que comprobarse de acuerdo con el apartado 4.4.1.2 del Anejo 19.

- (2) Se pueden usar todos los niveles de carga $\eta_{f,t}$ si se aplica el punto (10) del apartado 4.1.
- (3) La armadura pasiva debería consistir de un mínimo de 4 barras de 12 mm de diámetro. En todos los casos el porcentaje mínimo de armadura longitudinal debería cumplir los requisitos del Anejo 30.
- (4) El porcentaje máximo de armadura longitudinal debería cumplir los requisitos del Anejo 30. Para los estribos debería hacerse referencia a la reglamentación específica vigente.
- (5) Si el recubrimiento del hormigón del perfil de acero tiene solo una función aislante, al dimensionar el pilar a temperatura normal, la resistencia al fuego R30 a R180 puede satisfacerse con un recubrimiento del hormigón c del perfil de acero de acuerdo con la tabla A31.4.5.

NOTA: Para R30, solo es necesario colocar hormigón entre las alas del perfil de acero.

Tabla A31.4.5 Recubrimiento mínimo de hormigón para un perfil de acero con el hormigón actuando como protección frente al fuego

		Resistencia al fuego normalizado				
		R30	R60	R90	R120	R180
Hormigón para aislamiento						
Recubrimiento del hormigón c [mm]	0	25	30	40	50	

- (6) Cuando el hormigón envolvente tiene solo una función aislante, la malla se debería colocar de acuerdo con el punto (6) del apartado 5.1, excepto para R30.

4.2.3.3 Pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos

(1) Los pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos pueden clasificarse en función del nivel de carga $\eta_{fi,t}$, la dimensión b o h, la distancia mínima al eje de las armaduras pasivas u_s y la relación entre el espesor del alma e_w y el espesor del ala e_f dados en la tabla A31.4.6.

Tabla A31.4.6 Dimensiones mínimas de la sección transversal, distancias mínimas al eje y cuantías entre armaduras mínimas de pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos

		Resistencia al fuego normalizado			
		R30	R60	R90	R120
Relación mínima entre el espesor del alma y del ala e_w/e_f		0,5	0,5	0,5	0,5
1	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,28$			300	400
1.1	dimensiones mínimas h y b [mm]	160	200	50	70
1.2	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas u_s [mm]	-	50	3	4
1.3	cuantía mínima de armaduras $A_s/(A_c + A_s)$ en %	-	4		
2	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,47$		300	400	
2.1	dimensiones mínimas h y b [mm]	160	50	70	-
2.2	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas u_s [mm]	-	4	4	-
2.3	cuantía mínima de armaduras $A_s/(A_c + A_s)$ en %	-			-
3	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,66$		400		
3.1	dimensiones mínimas h y b [mm]	160	70	-	-
3.2	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas u_s [mm]	40	4	-	-
3.3	cuantía mínima de armaduras $A_s/(A_c + A_s)$ en %	1		-	-

NOTA: Los valores del nivel de carga $\eta_{fi,t}$ han sido adaptados a las reglas de cálculo para pilares mixtos en el Anexo 30.

- (2) Al determinar R_d y $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$, en conexión con la tabla A31.4.6, no se deberían tener en cuenta cuantías de las armaduras $A_s/(A_c + A_s)$ mayores que el 6% o menores que el 1%.
- (3) La tabla A31.4.6 puede utilizarse para los aceros estructurales de tipos S235, S275 y S355.

4.2.3.4 Pilares mixtos formados por perfiles huecos rellenos de hormigón

(1) Los pilares mixtos formados por perfiles huecos rellenos de hormigón pueden clasificarse en función del nivel de carga $\eta_{fi,t}$, de la dimensión b, h o d de la sección transversal, de la cuantía de la armadura $A_s/(A_c + A_s)$ y de la distancia mínima al eje de las armaduras u_s de acuerdo con la tabla A31.4.7.

NOTA: Como alternativa a este método, pueden usarse las reglas de cálculo de los apartados 5.3.2 ó 5.3.3 del Anejo 20 cuando no se tenga en cuenta el tubo de acero.

Tabla A31.4.7 Dimensiones mínimas de la sección transversal, cuantías mínimas de armaduras y distancias mínimas de las armaduras pasivas de pilares mixtos formados por perfiles huecos llenos de hormigón

		Resistencia al fuego normalizado				
		R30	R60	R90	R120	R180
1	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,28$					
1.1	dimensiones mínimas h y b o diámetro mínimo d [mm];	160	200	220	260	400
1.2	cuantía mínima de armadura $A_s/(A_c + A_s)$ en %	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas u_s [mm]	-	30	40	50	60
2	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,47$					
2.1	dimensiones mínimas h y b o mínimo diámetro d [mm]	260	260	400	450	500
2.2	cuantía mínima de armadura $A_s/(A_c + A_s)$ en %	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas u_s [mm]	-	30	40	50	60
3	Dimensiones mínimas de la sección transversal para un nivel de carga $\eta_{fi,t} \leq 0,66$					
3.1	dimensiones mínimas h y b o diámetro mínimo d [mm]	260	450	550	-	-
3.2	cuantía mínima de armadura $A_s/(A_c + A_s)$ en %	3,0	6,0	6,0	-	-
3.3	distancia mínima al eje de las armaduras pasivas u_s [mm]	25	30	40	-	-

NOTA: Los valores del nivel de carga $\eta_{fi,t}$ han sido adaptados a las reglas de cálculo para pilares mixtos en el Anejo 30.

(2) Al calcular R_d y $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$, en conexión con la tabla A31.4.7, se aplican las siguientes reglas:

- independientemente del tipo de acero de los perfiles huecos, se tiene emplea un límite elástico nominal de 235 N/mm²,
- se considera el espesor e de la pared del perfil hueco hasta un máximo de 1/25 de b o d,
- no se tienen en cuenta las cuantías de armaduras $A_s/(A_c + A_s)$ superiores al 3%,
- se considera la resistencia del hormigón del dimensionamiento a temperatura normal.

(3) Los valores indicados en la tabla A31.4.7 son válidos para un acero de tipo B500 empleado en la armadura A_s .

4.3 Modelos de cálculo simplificados

4.3.1 Reglas generales para losas mixtas y vigas mixtas

- (1) Las siguientes reglas se refieren a análisis de elementos de acuerdo con el apartado 2.4.2. Solo son válidas para la exposición al fuego normalizado.
- (2) A continuación se dan reglas que son comunes para las losas mixtas y para las vigas mixtas. Además, en los apartados 4.3.2 y 4.3.3 se dan reglas para losas y en el apartado 4.3.4 para vigas mixtas.
- (3) Para vigas mixtas en que la sección eficaz es de Clase 1 o Clase 2 (véase el Anejo 22), y para losas mixtas, el valor de cálculo de la resistencia a flexión debe determinarse mediante la teoría plástica.
- (4) La fibra neutra plástica de una losa mixta o de una viga mixta se puede obtener mediante:

$$\sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right) + \alpha_{losa} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta,j} \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) = 0 \quad (4.2)$$

donde:

α_{losa} es el coeficiente que tiene en cuenta la hipótesis del bloque rectangular de tensiones al calcular losas $\alpha_{losa} = 0,85$

$f_{y,i}$ es el límite elástico nominal f_y para el área elemental de acero A_i , tomado como positivo en el lado de la compresión de la fibra neutra plástica y negativo en el lado de tracción

$f_{c,j}$ es el valor de cálculo de la resistencia del área elemental de hormigón A_j a 20 °C. La tracción no se tiene en cuenta en las partes de hormigón

$k_{y,\theta,i}$ o $k_{c,\theta,j}$ se definen en la tabla A31.3.2 o la tabla A31.3.3.

- (5) El valor de cálculo del momento resistente $M_{fi,t,Rd}$ puede determinarse a partir de:

$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi}} \right) + \alpha_{losa} \sum_{j=1}^m A_j z_j k_{c,\theta,j} \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) \quad (4.3)$$

donde:

z_i, z_j es la distancia entre la fibra neutra plástica y el centro de gravedad del área elemental A_i o A_j .

- (6) Para losas y vigas mixtas continuas, se aplican las reglas indicadas en la reglamentación específica vigente y en el Anejo 30 para garantizar la capacidad de rotación necesaria.

4.3.2 Losas mixtas sin protección

- (1) En la figura A31.1.1 se dan ejemplos típicos de losas mixtas con chapas nervadas de acero con o sin armaduras pasivas.
- (2) Las reglas siguientes se aplican al cálculo de la resistencia al fuego normalizado de las losas de

hormigón tanto simplemente apoyadas como continuas, con chapas nervadas y armaduras pasivas de acero, según se describe a continuación, cuando se calientan de acuerdo con la curva normalizada tiempo-temperatura por la cara inferior.

(3) Este método solo es aplicable a chapas nervadas directamente calentadas sin protección de aislamiento alguno y a losas mixtas sin aislamiento entre la losa mixta y la capa de compresión (véanse las figuras A31.4.1 y A31.4.2).

NOTA: El apartado D.4 proporciona un método para el cálculo del espesor eficaz h_{eff} .

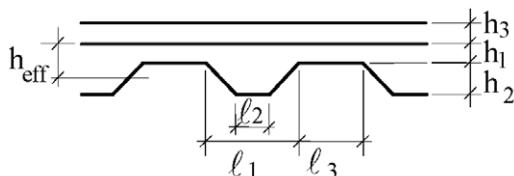


Figura A31.4.1 Símbolos cuando se usa chapa trapezoidal

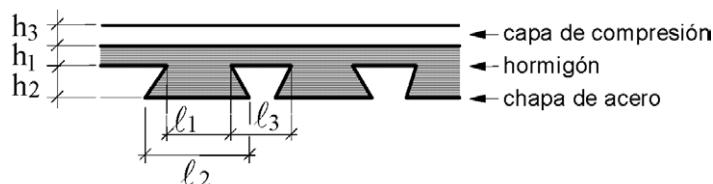


Figura A31.4.2 Símbolos cuando se usa chapa en cola de milano

(4) El posible efecto sobre la resistencia al fuego de la coacción axial no se considera en las reglas siguientes.

(5) Para un dimensionamiento conforme con el Anejo 30, la resistencia al fuego de las losas mixtas con chapas nervadas de acero, con o sin armadura adicional es de, al menos, 30 min, cuando se evalúa bajo el criterio de capacidad portante "R" de acuerdo con el punto (1) del apartado 2.1.2. En cuanto a los medios para comprobar el cumplimiento del criterio de aislamiento térmico "I", véase a continuación.

(6) En lasos mixtas, el criterio de integridad "E" se considera satisfecho.

NOTA 1: El apartado D.1 proporciona un método para el cálculo de la resistencia al fuego respecto al criterio de aislamiento térmico "I".

NOTA 2: Los apartados D.2 y D.3 proporcionan un método para el cálculo de la resistencia al fuego respecto al criterio de resistencia mecánica "R" y en relación con las resistencias de los momentos positivos y negativos.

(7) Se puede emplear el hormigón ligero definido en los apartados 3.3.3 y 3.4.

4.3.3 Losas mixtas protegidas

(1) Se puede obtener una mejora de la resistencia al fuego de lasos mixtas mediante el empleo de un sistema de protección aplicado a la chapa de acero con el fin de reducir la transferencia térmica a la losa mixta.

(2) El comportamiento del sistema de protección empleado con la losa mixta debería evaluarse de acuerdo con:

- la norma UNE-EN 13381-1 para los falsos techos,
- la norma UNE-EN 13381-5 para los materiales de protección.

(3) El criterio de aislamiento térmico "I" se evalúa obteniendo el grosor equivalente de hormigón del sistema de protección a partir del espesor eficaz h_{eff} (véase la norma UNE-EN 13881-5).

(4) El criterio de capacidad portante “R” se cumple siempre que la temperatura de la chapa de acero de la losa mixta sea menor o igual a 350 °C, cuando se la calienta desde abajo con el fuego normalizado.

NOTA: La resistencia al fuego de lasos mixtas protegidas respecto al criterio de capacidad portante “R” es de, al menos, 30 min (véase el punto (5) del apartado 4.3.2).

4.3.4 Vigas mixtas

4.3.4.1 Comportamiento estructural

4.3.4.1.1 Generalidades

(1) Las vigas mixtas deben comprobar a:

- resistencia a flexión (apartado 4.3.4.1.2) de la sección transversal crítica de acuerdo con el punto del apartado 6.1.1 del Anejo 30,
- esfuerzo cortante (apartado 4.3.4.1.3),
- resistencia a esfuerzo rasante (apartado 4.3.4.1.5).

NOTA: En el punto (4) del apartado 6.1.1 del Anejo 30 se proporcionan orientaciones sobre las secciones transversales críticas.

(2) Cuando en la situación de incendio se dispone de evidencia de ensayos (véase la norma UNE-EN 1365-3) de acción combinada entre la losa del forjado y la viga de acero, las vigas que no se consideran en condiciones normales como mixtas se pueden considerar como mixtas en condiciones de incendio.

(3) La distribución de la temperatura en la sección transversal se puede determinar a partir de ensayos, modelos de cálculo avanzados (apartado 4.4.2) o, para vigas mixtas formadas por perfiles de acero sin recubrimiento del hormigón, a partir del modelo de cálculo simplificado del apartado 4.3.4.2.2.

4.3.4.1.2 Resistencia a flexión de las secciones transversales de vigas

(1) El valor de cálculo de la resistencia a flexión se puede determinar mediante la teoría plástica para cualquiera de las secciones transversales, excepto para la de Clase 4.

(2) Para vigas simplemente apoyadas, el ala de acero en compresión puede considerarse como Clase 1, independientemente de su clase, siempre que esté conectada a la losa de hormigón mediante conectores de cortante colocados de acuerdo con el apartado 6.6.5.5 del Anejo 30.

(3) Para secciones transversales de acero de la Clase 4, se hace referencia al apartado 4.2.3.6 del Anejo 23.

4.3.4.1.3 Resistencia a esfuerzo cortante de las secciones transversales de vigas

(1) La resistencia a esfuerzo cortante debe tomarse como la resistencia del perfil de acero estructural (véanse los puntos (6) del apartado 4.2.3.3 y (4) del apartado 4.2.3.4 del Anejo 23), a no ser que se haya establecido mediante ensayos el valor de una contribución de la parte de hormigón de la viga.

NOTA: El apartado E.4 proporciona un método para el cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante del perfil de acero estructural.

(2) En vigas simplemente apoyadas con las almas embebidas en hormigón, no es necesaria ninguna comprobación siempre que para el cálculo normal se suponga que el alma resiste todo el cortante.

4.3.4.1.4 Combinación de flexión y cortante

(1) Para vigas parcialmente embebidas sometidas a momento flector negativo, el alma puede resistir el cortante incluso si dicha alma no contribuye al momento resistente.

NOTA 1: El punto (7) del apartado F.2 proporciona un método para vigas parcialmente embebidas sometidas a momento flector negativo.

NOTA 2: Los apartados E.2 y E.4 proporcionan un método para vigas mixtas formadas por vigas de acero no embebidas en hormigón.

4.3.4.1.5 Resistencia a esfuerzo rasante

(1) El valor de cálculo del esfuerzo rasante total se debe determinar de una manera consistente con el valor de cálculo de la resistencia a flexión, teniendo en cuenta la diferencia en la fuerza normal en el hormigón y en el acero estructural a lo largo de una longitud crítica.

(2) En el caso de dimensionamiento mediante conexión a cortante parcial en la situación de incendio, debería considerarse la variación de esfuerzos de rasantes.

(3) El valor de cálculo del esfuerzo rasante total a lo largo de una longitud crítica en el área de la flexión positiva se calcula a partir del esfuerzo axil de compresión en la losa dada por el menor valor entre:

$$F_c = \alpha_{\text{losa}} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta,j} \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,f_i,c}} \right) \quad (4.4)$$

o por el esfuerzo axil de tracción en el perfil de acero dada por:

$$F_a = \sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,f_i,a}} \right) \quad (4.5)$$

el que sea más pequeño

NOTA: El apartado E.2 proporciona un método para el cálculo del esfuerzo rasante en el área de la flexión negativa.

(4) Se debe disponer de una armadura longitudinal adecuada para distribuir el esfuerzo rasante de acuerdo con el apartado 6.6.6.2 del Anejo 30.

4.3.4.2 Vigas mixtas formadas por vigas de acero no embebidas en hormigón

4.3.4.2.1 Generalidades

(1) La siguiente comprobación de la resistencia al fuego de una viga mixta formada por una viga de acero no embebida en el hormigón es aplicable a elementos y vigas continuas simplemente apoyadas (véase la figura A31.1.2).

4.3.4.2.2 Calentamiento de la sección transversal

Viga de acero

(1) Al calcular la distribución de la temperatura en el perfil de acero, la sección transversal puede dividirse en varias partes de acuerdo con la figura A31.4.3.

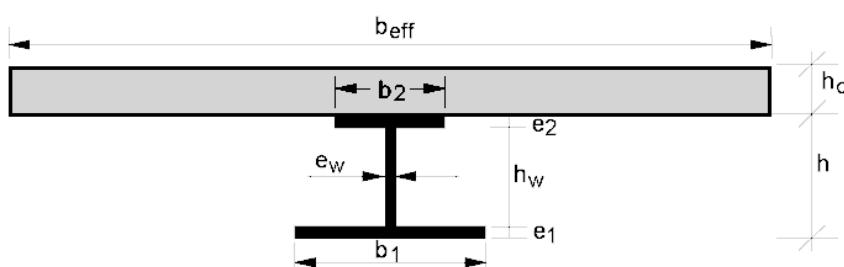


Figura A31.4.3 Elementos de una sección transversal

(2) Se supone que no existe transferencia térmica entre estas distintas partes ni entre el ala superior y la losa de hormigón.

(3) El aumento de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ de las distintas partes de una viga de acero sin protección durante el intervalo de Δt se puede obtener a partir de:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{\text{sombra}} \left(\frac{1}{c_a \rho_a} \right) \left(\frac{A_i}{V_i} \right) \dot{h}_{\text{net}} \Delta t \quad [^\circ\text{C}] \quad (4.6)$$

donde:

k_{sombra}	es el coeficiente de corrección del efecto sombra [véase el punto (4)]	
c_a	es el calor específico del acero de acuerdo con el punto (4) del apartado 3.3.1	[J/kgK]
ρ_a	es la densidad del acero de acuerdo con el punto (1) del apartado 3.4	[kg/m ³]
A_i	es la superficie expuesta de la parte i de la sección transversal de acero por unidad de longitud	[m ² /m]
A_i/V_i	es el factor de forma [m ⁻¹] de la parte i de la sección transversal del acero	
V_i	es el volumen de la parte i de la sección transversal del acero por unidad de longitud	[m ³ /m]
\dot{h}_{net}	es el valor de cálculo del flujo de calor neto por unidad de superficie de acuerdo con la reglamentación específica vigente	
$\dot{h}_{\text{net}} = \dot{h}_{\text{net},c} + \dot{h}_{\text{net},r}$		[W/m ²]
$\dot{h}_{\text{net},c} = \alpha_c (\theta_t - \theta_{a,t})$		[W/m ²]
$\dot{h}_{\text{net},r} = \varepsilon_m \varepsilon_f (5,67 \cdot 10^{-8}) \left[(\theta_t + 273)^4 - (\theta_{a,t} + 273)^4 \right]$		[W/m ²]
ε_m	tal y como se define en el punto (2) del apartado 2.2	
ε_f	es la emisividad del fuego de acuerdo con la reglamentación específica vigente	
θ_t	es la temperatura ambiente del gas en el instante t	[°C]
$\theta_{a,t}$	es la temperatura del acero en el instante t supuesta uniforme en cada parte de la sección transversal acero	[°C]
Δt	es el intervalo de tiempo	[seg]

(4) El efecto sombra se puede obtener a partir de:

$$k_{\text{sombra}} = 0,9 \left(\frac{e_1 + e_2 + 1/2 \cdot b_1 + \sqrt{h_w^2 + 1/4 \cdot (b_1 - b_2)^2}}{h_w + b_1 + 1/2 \cdot b_2 + e_1 + e_2 - e_w} \right) \quad (4.7)$$

con e_1 , b_1 , e_w , h_w , e_2 , b_2 y las dimensiones de la sección transversal de acuerdo con la figura A31.4.3.

NOTA: La ecuación que proporciona el efecto sombra (k_{sombra}) anterior y su uso en el punto (3), es una aproximación basada en los resultados de una gran cantidad de cálculos sistemáticos.

(5) El valor de Δt no se debería tomar mayor que 5 s para el punto (3).

(6) El aumento de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ de varias partes de una viga de acero aislada durante un intervalo de tiempo Δt puede obtenerse de:

$$\Delta\theta_{a,t} = \left[\left(\frac{\lambda_p / d_p}{c_a \rho_a} \right) \left(\frac{A_{p,i}}{V_i} \right) \left(\frac{1}{1+w/3} \right) (\theta_t - \theta_{a,t}) \Delta t \right] - \left[\left(e^{w/10} - 1 \right) \Delta\theta_t \right] \quad (4.8)$$

$$\text{con } w = \left(\frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} \right) d_p \left(\frac{A_{p,i}}{V_i} \right) \quad \text{y}$$

donde:

λ_p es la conductividad térmica del material de protección frente al fuego especificado en el punto (1) del apartado 3.3.4 [W/mK]

d_p es el espesor del material de protección frente al fuego [m]

$A_{p,i}$ es el área de la cara interior del material de protección frente al fuego por unidad de longitud de la parte i del elemento de acero [m^2/m]

c_p es el calor específico del material de protección contra el fuego especificado en el punto (1) del apartado 3.3.4 [J/kgK]

ρ_p es la densidad del material de protección frente al fuego [kg/m^3]

θ_t es la temperatura ambiente del gas en el instante t [$^\circ\text{C}$]

$\Delta\theta_t$ es el aumento de temperatura ambiente del gas [$^\circ\text{C}$] durante un intervalo de tiempo Δt .

(7) Cualquier incremento negativo de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ obtenido mediante el punto (6) debería sustituirse por cero.

(8) El valor de Δt no debería tomarse mayor que 30 s para el punto (6).

(9) Para elementos no protegidos y elementos con protección en su contorno, la relación de sección A_i/V_i o $A_{p,i}/V_i$ debería calcularse como sigue:

para el ala inferior:

$$A_i/V_i \text{ o } A_{p,i}/V_i = 2(b_l + q_l)/b_l q_l \quad (4.9a)$$

para el ala superior, cuando al menos el 85% del ala superior del perfil de acero esté en contacto con la losa de hormigón o, cuando cualquier hueco formado entre el ala superior y una chapa conformada de acero esté lleno de material no combustible:

$$A/V_i \text{ o } A_{pi}/V_i = (b_2 + 2e_2)/b_2 e_2 \quad (4.9b)$$

para el ala superior cuando se emplee con un forjado mixto cuando menos del 85% del ala superior del perfil de acero esté en contacto con la chapa de acero conformada:

$$A/V_i \text{ o } A_{pi}/V_i = 2(b_2 + e_2)/b_2 e_2 \quad (4.9c)$$

(10) Si el canto h de la viga no supera 500 mm, se puede tomar una temperatura para el alma igual a la del ala inferior.

(11) Para elementos con protección cajeada, se puede suponer una temperatura uniforme en todo el canto del perfil cuando se use el punto (6) junto con A_p/V .

donde:

A_p es el área de la cara interior de la protección cajeada por unidad de longitud de viga de acero [m²/m]

V es el volumen de toda la sección transversal de la viga de acero por unidad de longitud. [m³/m]

(12) Como una alternativa al punto (6), las temperaturas en un perfil de acero después de un cierto tiempo de duración de un incendio pueden obtenerse a partir de los diagramas de flujo obtenidos de acuerdo con las normas UNE-EN 13381-3 y UNE-EN 13381-4.

(13) La protección de una viga de acero situada bajo un forjado de hormigón, puede obtenerse con una malla horizontal por debajo, y el desarrollo de su temperatura puede calcularse de acuerdo con el apartado 4.2.5.3 del Anejo 23.

Sistema de losa plana de hormigón o de hormigón con chapa de acero

(14) Las reglas (15) y (16) siguientes pueden utilizarse en sistemas de losas planas de hormigón o de hormigón con chapa de acero trapezoidal o en cola de milano.

(15) Se puede suponer una distribución uniforme de la temperatura en toda la anchura eficaz b_{eff} de la losa de hormigón.

NOTA: La tabla A31.D.5 proporciona un método para determinar la distribución de temperaturas a lo largo del espesor de la losa de hormigón.

(16) En el análisis mecánico se puede suponer que para temperaturas del hormigón menores que 250 °C no se producen reducciones en la resistencia del hormigón.

4.3.4.2.3 Comportamiento estructural – modelo de la temperatura crítica

(1) Al usar el siguiente método de la temperatura crítica, se supone que la temperatura del perfil de acero es uniforme.

(2) El modelo es aplicable a secciones simétricas de canto h máximo de 500 mm, y un canto de losa h_c

máximo superior a 120 mm, usado en conexión con vigas simplemente apoyadas sometidas exclusivamente a momentos flectores positivos.

(3) La temperatura crítica θ_{cr} se puede determinar a partir del nivel de carga $\eta_{fi,t}$ aplicado a la sección mixta y a partir de la resistencia del acero a elevadas temperaturas $f_{ay,\theta_{cr}}$ de acuerdo con la relación:

$$\text{para R30} \quad 0,9 \eta_{fi,t} = f_{ay,\theta_{cr}} / f_{ay} \quad (4.10a)$$

$$\text{en cualquier otro caso} \quad 1,0 \eta_{fi,t} = f_{ay,\theta_{cr}} / f_{ay} \quad (4.10b)$$

donde $\eta_{fi,t} = E_{fi,d,t}/R_d$ y $E_{fi,d,t} = \eta_{fi} E_d$ se definen el punto (7) del apartado 4.1 y del punto (3) del apartado 2.4.2.

(4) El aumento de temperatura en el perfil de acero se puede determinar a partir de los puntos (3) o (6) del apartado 4.3.4.2.2 empleando el factor de forma A_i/V_i o $A_{p,i}/V_i$ del ala inferior del perfil de acero.

4.3.4.2.4 Comportamiento estructural – modelo del momento resistente

(1) Como alternativa al apartado 4.3.4.2.3, el momento resistente puede calcularse mediante la teoría plástica, teniendo en cuenta la variación de las propiedades de los materiales debida a la temperatura (véase el apartado 4.3.4.1.2).

(2) Los momentos resistentes positivos y negativos pueden calcularse teniendo en cuenta el grado de la conexión a cortante.

NOTA: El Apéndice E proporciona un método para el cálculo de los momentos resistentes positivos y negativos.

4.3.4.2.5 Comprobación de la resistencia a cortante de los pernos conectores

(1) El valor de cálculo de la resistencia a cortante en la situación de incendio de un perno con cabeza soldada debería determinarse para sistemas de losas tanto de hormigón macizo como con chapa conformada de acero conforme al Anejo 30, excepto que el coeficiente parcial de seguridad γ_v debería reemplazarse por $\gamma_{M,fi,v}$, y que hay que usar el menor de los dos valores reducidos siguientes:

$$P_{fi,Rd} = 0,8 \cdot k_{u\theta} \cdot P_{Rd}, \text{ con } P_{Rd} \text{ según se obtiene de la ecuación 6.18 del Anejo 30; o} \quad (4.11a)$$

$$P_{fi,Rd} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd}, \text{ con } P_{Rd} \text{ según se obtiene de la ecuación 6.19 del Anejo 30; y} \quad (4.11b)$$

donde los valores de $k_{u\theta}$ y $k_{c,\theta}$ se toman de las tablas A31.3.2 y A31.3.3, respectivamente.

(2) La temperatura θ_v [°C] de los pernos conectores y θ_c [°C] del hormigón pueden tomarse como el 80% y el 40%, respectivamente, de la temperatura del ala superior de la viga.

4.3.4.3 Vigas mixtas formadas por vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón

4.3.4.3.1 Generalidades

(1) El momento resistente a flexión de una viga de acero parcialmente embebida en hormigón y conectada a una losa de hormigón puede calcularse empleando el apartado 4.3.4.1.2 o usando, como alternativa, el método indicado a continuación.

(2) La siguiente evaluación de la resistencia al fuego de una viga mixta formada por una viga de acero parcialmente embebida en hormigón de acuerdo con la figura A31.1.5 se aplica a vigas simplemente apoyadas o continuas incluyendo las partes en voladizo.

(3) Las reglas siguientes se aplican a vigas mixtas calentadas desde abajo siguiendo la curva normalizada tiempo-temperatura.

(4) El efecto de las temperaturas sobre las características de los materiales se considera bien reduciendo las dimensiones de las partes que componen la sección transversal, o bien multiplicando los valores característicos de las propiedades mecánicas de los materiales por un coeficiente de reducción.

NOTA: El Apéndice F proporciona un método para el cálculo de este coeficiente de reducción.

(5) Se supone que no hay reducción de la resistencia a cortante de los conectores soldados al ala superior, siempre que los conectores estén fijados directamente sobre la anchura eficaz de dicho ala.

NOTA: El apartado F.1 proporciona un método para la evaluación de dicha anchura eficaz.

(6) Este método se puede emplear para clasificar las vigas mixtas en las clases de resistencia al fuego normalizado R30, R60, R90, R120 o R180.

(7) Este método puede utilizarse en conexión con una losa con chapas nervadas de acero si en perfiles trapezoidales se emplean materiales para llenar los huecos encima de las vigas, si se escogen secciones en forma de cola de milano o si se cumple el punto (16) del apartado 4.1.

(8) El espesor de la losa h_c (véase la figura A31.4.4) debería ser mayor que el espesor mínimo de losa dado en la tabla A31.4.8. Esta tabla puede utilizarse para sistemas de losa de hormigón macizo o de hormigón sobre chapa nervada de acero.

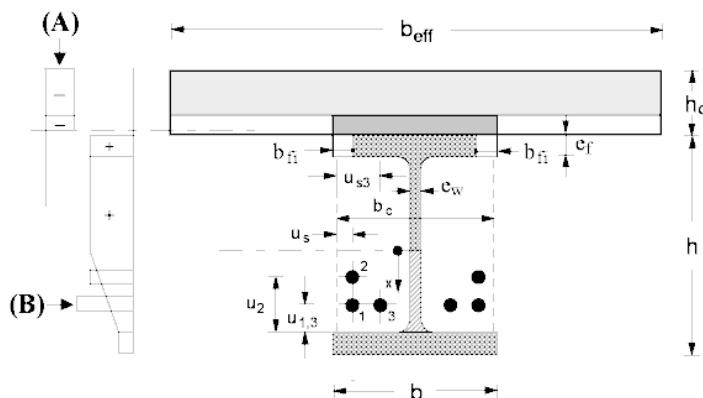
Tabla A31.4.8 Espesor mínimo de losa

Resistencia al fuego normalizado	Espesor mínimo de losa h_c [mm]
R30	60
R60	80
R90	100
R120	120
R180	150

4.3.4.3.2 Comportamiento estructural

(1) Para una viga simplemente apoyada, el máximo momento flector positivo producido por las cargas debería compararse con el momento resistente positivo calculado de acuerdo con el apartado 4.3.4.3.3.

(2) La figura A31.4.4 muestra un modo de calcular el momento resistente positivo $M_{fi,Rd+}$.



(A) Ejemplo de la distribución de tensiones en el hormigón,

(B) Ejemplo de la distribución de tensiones en el acero.

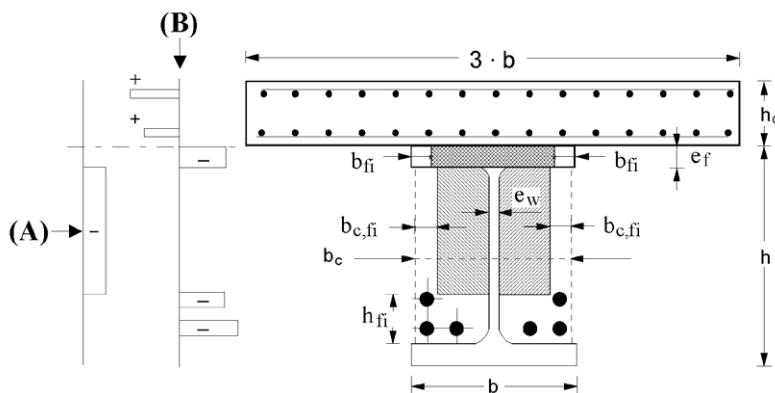
Figura A31.4.4 Elementos de una sección transversal para el cálculo del momento resistente positivo

(3) Para un vano de una viga continua, el momento resistente positivo en cualquier sección transversal crítica y el momento resistente negativo en cada apoyo deben calcularse de acuerdo con los apartados 4.3.4.3.3 y 4.3.4.3.4.

(4) La figura A31.4.5 muestra un modo de calcular el momento resistente negativo $M_{fi,Rd}^-$.

(5) Para el cálculo del momento resistente que corresponde a las distintas clases de fuego, se pueden adoptar las siguientes características mecánicas:

- para el perfil, el límite elástico f_{ay} posiblemente reducido,
- para las armaduras pasivas, el límite elástico reducido $k_r f_y$ o $k_s f_{sy}$,
- para el hormigón, la resistencia a compresión en probeta cilíndrica f_c .



(A) Ejemplo de la distribución de tensiones en el hormigón,

(B) Ejemplo de la distribución de tensiones en el acero.

Figura A31.4.5 Elementos de una sección transversal para el cálculo del momento resistente negativo

(6) Los valores de cálculo de las características mecánicas indicadas en el punto (5) se obtienen aplicando los coeficientes parciales indicados en el punto (1) del apartado 2.3.

(7) Las vigas consideradas como simplemente apoyadas para el dimensionamiento a temperatura normal pueden considerarse continuas en la situación de incendio si se cumple el punto (5) del apartado 5.4.1.

4.3.4.3.3 Momento resistente positivo $M_{fi,Rd}^+$

(1) La anchura b_{eff} de la losa de hormigón debería ser igual a la anchura eficaz escogida de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 del Anejo 30.

(2) Para calcular el momento resistente positivo se deberían tener en cuenta el hormigón de la losa en compresión, el ala superior del perfil, el alma del perfil, el ala inferior del perfil y las armaduras pasivas. Para cada una de estas partes de la sección transversal una regla específica puede definir el efecto de la temperatura. El hormigón en tracción de la losa y el hormigón entre las alas del perfil se deberían despreciar (véase la figura A31.4.4).

(3) Sobre la base de las condiciones de equilibrio esenciales y sobre la base de la teoría plástica, se puede definir el momento resistente, la fibra neutra de flexión y se puede calcular el momento resistente positivo.

4.3.4.3.4 Momento resistente negativo $M_{fi,Rd}^-$

(1) La anchura eficaz de la losa de hormigón se reduce a tres veces la anchura del perfil de acero (véase la figura A31.4.5). Esta anchura eficaz determina las armaduras pasivas a considerar.

(2) Para calcular el momento resistente negativo se deberían tener en cuenta las armaduras pasivas de la losa de hormigón, el ala superior del perfil excepto cuando se aplique el punto (4), y el hormigón en compresión entre las alas del perfil. Para cada una de estas partes de la sección transversal una regla específica puede definir el efecto de la temperatura. El hormigón en tracción de la losa, el alma y el ala inferior del perfil se deberían despreciar.

NOTA: El apartado F.2 proporciona un método para el dimensionamiento del alma a esfuerzo cortante.

(3) Las barras de la armadura pasiva situadas entre las alas pueden colaborar a compresión y considerarse en el cálculo del momento resistente negativo, siempre que los estribos correspondientes cumplan los correspondientes requisitos establecidos en la reglamentación específica vigente, con el fin de coaccionar las barras de la armadura contra el pandeo local, y siempre que tanto el perfil de acero como las armaduras pasivas sean continuas en el apoyo o se aplique el punto (5) del apartado 5.4.1.

(4) En el caso de una viga simplemente apoyada de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.4.1, el ala superior no debería tenerse en cuenta si está trabajando a tracción.

(5) Se puede definir la fibra neutra de flexión y calcular el momento resistente negativo sobre la base de las condiciones fundamentales de equilibrio y sobre la base de la teoría plástica.

(6) Los principios del análisis plástico global se aplican en la combinación de momentos flectores negativos y positivos si se desarrollan bielas plásticas en los apoyos.

(7) Se puede suponer que las vigas mixtas formadas por vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón no fallan en la situación de incendio por pandeo por torsión lateral.

4.3.4.4 Vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón

(1) Si la viga parcialmente embebida sostiene una losa de hormigón sin conexión a cortante de acuerdo con la figura A31.1.3, pueden aplicarse las reglas indicadas en el apartado 4.3.4.3 suponiendo que la losa de hormigón armado no tiene resistencia mecánica.

4.3.5 Pilares mixtos

4.3.5.1 Comportamiento estructural

(1) Los modelos de cálculo simplificados descritos a continuación solo deben aplicarse a pilares en pórticos arriostrados.

NOTA: El punto (1) del apartado 6.7.3.1 del Anejo 30 limita en todos los casos la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ para el cálculo normal a un máximo de 2.

(2) En los modelos de cálculo simplificados, el valor de cálculo en la situación de incendio de la resistencia de pilares mixtos a compresión normal (carga de pandeo) debería obtenerse de:

$$N_{fi,Rd} = X \cdot N_{fi,pl,Rd} \quad (4.12)$$

donde:

X es el coeficiente de reducción para la curva c de pandeo del apartado 6.3.1 del Anejo 22 y función de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}_\theta$

$N_{fi,pl,Rd}$ es el valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil en la situación de incendio.

(3) La sección transversal de un pilar mixto puede dividirse en varias partes. Estas se designan “a” para el perfil de acero, “s” para las armaduras pasivas y “c” para el hormigón.

(4) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil en la situación de incendio se obtiene de:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{sy,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad (4.13)$$

donde:

$A_{i,\theta}$ es el área de cada elemento de la sección transversal ($i = a$ o c o s) que puede verse afectado por el fuego.

(5) La esbeltez a flexión eficaz se calcula como:

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta}) \quad (4.14)$$

donde:

$I_{i,\theta}$ es el momento de inercia de la parte parcialmente reducida i de la sección transversal para la flexión respecto al eje débil o al eje fuerte

$\varphi_{i,\theta}$ es el coeficiente de reducción dependiente del efecto de las tensiones térmicas

$E_{c,sec,\theta}$ es el valor característico del módulo secante del hormigón en situación de incendio, dado por $f_{c,\theta}$ dividido por $\varepsilon_{cu,\theta}$ (véase la figura A31.3.2).

NOTA: El apartado G.6 proporciona un método para la evaluación del coeficiente de reducción de las secciones de acero parcialmente embebidas.

(6) La carga de pandeo de Euler o la carga crítica elástica en la situación de incendio es la siguiente:

$$N_{fi,cr} = \pi^2 (EI)_{fi,eff} / l_0^2 \quad (4.15)$$

donde:

l_0 es la longitud de pandeo del pilar en la situación de incendio.

(7) La esbeltez relativa se obtiene de:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr}} \quad (4.16)$$

donde:

$N_{fi,pl,R}$ es el valor de $N_{fi,pl,Rd}$ de acuerdo con el punto (4) cuando los coeficientes $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,s}$ y $\gamma_{M,fi,c}$ se toman como 1,0.

(8) Para la determinación de la longitud de pandeo l_θ de los pilares se aplican las reglas del Anexo 30, con las excepciones indicadas a continuación.

(9) Un pilar en la planta considerada, completamente conectado a los pilares superior e inferior, puede considerarse efectivamente empotrado en tales conexiones siempre que la resistencia al fuego de los

elementos del edificio que separan las plantas consideradas sea, al menos, igual a la resistencia al fuego del pilar.

(10) En el caso de un pórtico mixto en el que cada uno de los pisos se puede considerar como compartimentado frente al fuego con suficiente resistencia al fuego, la longitud de pandeo l_θ de un pilar en un piso intermedio sometido al fuego viene dado por L_{ei} . Para un pilar sobre el forjado superior de la planta más alta sometida al fuego, la longitud de pandeo l_θ en la situación de incendio viene dada por L_{et} (véase la figura A31.4.6). Para un pilar bajo el forjado inferior de la planta más baja sometida al fuego, la longitud de pandeo l_θ puede variar, dependiendo de la rigidez de rotación de la base del pilar, entre L_{ei} y L_{et} .

NOTA 1: Los valores de L_{ei} y L_{et} son 0,5 y 0,7 veces la longitud L del sistema.

NOTA 2: Para la longitud de pandeo se puede hacer referencia a los puntos (2) del apartado 5.3.2 y (3) del apartado 5.3.3 del Anejo 20 y al punto (4) del apartado 4.2.3.2 del Anejo 23.

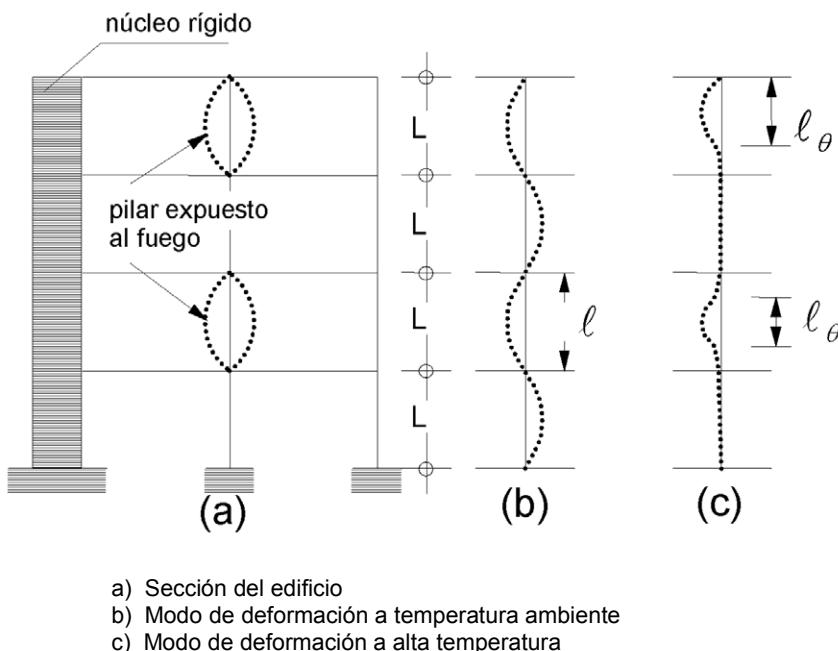


Figura A31.4.6 Comportamiento estructural de pilares en pórticos arriostrados

(11) Las reglas siguientes se aplican a pilares mixtos calentados por todas sus caras según la curva normalizada tiempo-temperatura.

4.3.5.2 Perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón

(1) La resistencia al fuego de pilares mixtos de perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón de acuerdo con la figura A31.1.7 puede calcularse mediante modelos de cálculo simplificados.

NOTA 1: El Apéndice G proporciona un método para perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón.

NOTA 2: El apartado G.7 proporciona un método para cargas excéntricas.

(2) Para los detalles constructivos se hace referencia a los apartados 5.1, 5.3.1 y 5.4.

4.3.5.3 Perfiles huecos sin protección rellenos de hormigón

(1) La resistencia al fuego de pilares formados por perfiles cuadrados o circulares huecos sin protección rellenos de hormigón puede calcularse mediante modelos de cálculo simplificados.

NOTA 1: El Apéndice H proporciona un método recomendado para los perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón expuestos al fuego.

(2) Para los detalles constructivos se hace referencia a los apartados 5.1, 5.3.2 y 5.4.

4.3.5.4 Perfiles huecos protegidos rellenos de hormigón

(1) Se puede obtener una mejora de la resistencia al fuego de perfiles huecos rellenos de hormigón empleando un sistema de protección alrededor del pilar de acero con objeto de reducir la transferencia térmica.

(2) La eficacia del sistema de protección usado para los perfiles huecos rellenos de hormigón debería comprobarse de acuerdo con:

- la norma UNE-EN 13381-2 en lo relativo a pantallas verticales, y
- la norma UNE-EN 13381-6 en lo relativo a materiales de revestimiento o pulverizados.

(3) Se puede suponer que el criterio de capacidad portante "R" se cumple siempre que la temperatura del perfil hueco sea menor que 350 °C.

4.4 Modelos de cálculo avanzados

4.4.1 Bases del análisis

(1) Los modelos de cálculo avanzados deben proporcionar un análisis realista de las estructuras expuestas al fuego. Se deben basar en un comportamiento físico fundamental de manera que conduzca a una aproximación fiable del comportamiento previsto del elemento estructural pertinente en la situación de incendio.

NOTA: En comparación con los valores tabulados y con modelos simplificados de cálculo, los modelos de cálculo avanzados dan una aproximación mejorada del verdadero comportamiento estructural bajo condiciones de incendio.

(2) Los modelos de cálculo avanzados pueden emplearse en elementos individuales, en subconjuntos de elementos o en toda la estructura.

(3) Los modelos de cálculo avanzados pueden emplearse con cualquier tipo de sección transversal.

(4) Los modelos de cálculo avanzados pueden incluir modelos de cálculo independientes para la determinación de:

- el desarrollo y distribución de la temperatura dentro de los elementos estructurales (modelo de respuesta térmica), y
- el comportamiento mecánico de la estructura o de cualquier parte de ella (modelo de respuesta mecánica).

(5) Cualquier fallo potencial no cubierto por el modelo avanzado de cálculo (incluyendo el pandeo local, la capacidad de rotación insuficiente, el desconchado y el fallo a cortante) debe prevenirse mediante medios apropiados que pueden ser detalles constructivos.

(6) Los modelos de cálculo avanzados pueden usarse cuando se requiera información relativa a la evolución de la tensión y la deformación, las deformaciones y/o los campos de temperaturas.

(7) Los modelos de cálculo avanzados pueden emplearse asociados a cualquier curva tiempo-temperatura de calentamiento, siempre que se conozcan las características de los materiales para el correspondiente rango de temperaturas.

4.4.2 Respuesta térmica

- (1) Los modelos de cálculo avanzados para la respuesta térmica se deben basar en los principios e hipótesis conocidos de la teoría de transferencia térmica.
- (2) El modelo de respuesta térmica debe considerar:
 - las acciones térmicas pertinentes, especificadas en la reglamentación específica vigente, y
 - la variación de las propiedades térmicas de los materiales de acuerdo con los apartados 3.1 y 3.3.
- (3) Cuando resulte apropiado, se pueden incluir los efectos de una exposición térmica no uniforme y de la transferencia térmica a componentes de edificios próximos.
- (4) La influencia de cualquier contenido de humedad y de cualquier migración de humedad dentro del hormigón y del material de protección puede despreciarse, quedando del lado de la seguridad.

4.4.3 Respuesta mecánica

- (1) Los modelos de cálculo avanzados para la respuesta mecánica deben basarse en principios e hipótesis conocidos de la teoría de la mecánica estructural, teniendo en cuenta los efectos de la temperatura.
- (2) El modelo de respuesta mecánica debe también tener en cuenta:
 - los efectos combinados de las acciones mecánicas, las imperfecciones geométricas y las acciones térmicas,
 - las variaciones de las propiedades mecánicas de los materiales con la temperatura,
 - los efectos geométricos no lineales, y
 - los efectos de propiedades no lineales de los materiales, incluyendo los efectos de la descarga sobre la rigidez estructural.
- (3) Se deben tener en cuenta los efectos de las deformaciones y tensiones debidas tanto al aumento de temperatura como a los diferenciales de temperatura.
- (4) No es necesario considerar de forma explícita el efecto de la fluencia a altas temperaturas siempre que se usen las relaciones tensión-deformación indicadas en los apartados 3.1 y 3.2.
- (5) Las deformaciones en Estado Límite Último, resultantes del modelo de cálculo, se deben limitar según sea necesario para asegurar que se mantiene la compatibilidad entre todas las partes de la estructura.

4.4.4 Validación de los modelos de cálculo avanzados

- (1) La validez de cualquier modelo de cálculo avanzado debe comprobarse mediante la aplicación de los puntos (2) y (4) siguientes.
- (2) Se debe hacer una comprobación de los resultados del cálculo sobre la base de los correspondientes resultados de ensayos.
- (3) Los resultados del cálculo pueden referirse a deformaciones, temperaturas y tiempos de resistencia al fuego.
- (4) Se deben comprobar los parámetros críticos, mediante un análisis de sensibilidad, para asegurar que el modelo cumple con principios de ingeniería reconocidos.
- (5) Los parámetros críticos pueden referirse a la longitud de pandeo, el tamaño de los elementos, el nivel de carga, etc.

5 Detalles constructivos

5.1 Introducción

- (1) Los detalles constructivos deben garantizar el nivel exigido de conexión a cortante entre el acero y el hormigón en pilares y vigas mixtas, para el dimensionamiento a temperatura normal y en situación de incendio.
- (2) Si esta conexión a cortante no puede mantenerse bajo condiciones de incendio, bien el acero o bien el hormigón de la sección mixta deben cumplir los requisitos de resistencia al fuego de forma independiente.
- (3) En perfiles huecos rellenos de hormigón y en perfiles parcialmente embebidos, los conectores de cortante no deberían juntarse a las partes sin protección de los perfiles de acero directamente calentadas. Sin embargo se aceptan bloques gruesos de apoyo con pernos conectores (véanse las figuras A31.5.5 y A31.5.6).
- (4) Si se emplean secciones soldadas, las partes de acero directamente expuestas al fuego deberían unirse a las partes de acero protegidas mediante soldaduras suficientemente resistentes.
- (5) Para superficies de hormigón expuestas al fuego, los recubrimientos de hormigón de las armaduras pasivas definidos en el apartado 4.4.1 del Anejo 20 deberían estar, en todos los casos, entre 20 mm y 50 mm. Este requisito es necesario para reducir el peligro de desconchado ante la exposición al fuego.
- (6) En los casos en que el recubrimiento de hormigón tenga solo una función aislante, se coloca alrededor del perfil una armadura a base de malla de acero con una separación máxima entre barras de 250 mm y un diámetro mínimo de 4 mm en ambas direcciones, y se debería satisfacer el punto (5).
- (7) Cuando el recubrimiento del hormigón de las armaduras sea superior a 50 mm, se debe colocar una malla de acero cerca de la superficie expuesta para satisfacer el punto (5).

5.2 Vigas mixtas

- (1) Para las vigas mixtas formadas por vigas de acero parcialmente embebidas en hormigón, el hormigón entre las alas se debe armar y fijar al alma de la viga.
- (2) El hormigón empleado en vigas parcialmente embebidas debería armarse con estribos de un diámetro mínimo ϕ_s de 6 mm, o con una malla para armaduras pasivas con un diámetro mínimo de 4 mm. El recubrimiento del hormigón de los estribos no debería superar 35 mm. La separación entre los estribos no debería superar 250 mm. En las esquinas de los estribos se debería colocar una armadura longitudinal de un diámetro mínimo ϕ_r de 8 mm (véase la figura A31.5.1).

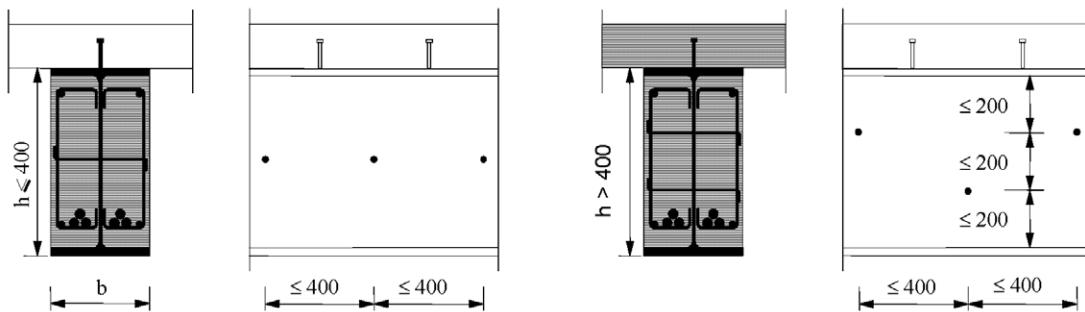


Figura A31.5.1 Medios que aseguran la conexión entre el perfil de acero y el hormigón envolvente

(3) El hormigón entre las alas puede fijarse al alma soldando los estribos al alma mediante un cordón con espesor de garganta mínima a_w de $0,5 \varnothing_s$ y una longitud mínima l_w de $4 \varnothing_s$ (véase la figura A31.5.1 a).

(4) El hormigón entre las alas puede fijarse al alma de la viga mediante barras, que atraviesan en el alma a través de perforaciones, o mediante pernos soldados a ambos lados del alma con las siguientes condiciones:

- las barras tienen un diámetro mínimo \varnothing_b de 6 mm (véase la figura A31.5.1 b), y
- los pernos tienen un diámetro mínimo d de 10 mm y una longitud mínima h_v de 0,3b. Su cabeza debería quedar cubierta por, al menos, 20 mm de hormigón (véase la figura A31.5.1 c),
- las barras o los pernos se disponen de la forma indicada en la figura A31.5.2 a) para perfiles de acero de una altura máxima h de 400 mm, o de la forma indicada en la figura A31.5.2 b) para perfiles de acero de una altura h mayor que 400 mm. Cuando la altura sea mayor que 400 mm, las filas de conectores dispuestos al tresbolillo deberían estar a una distancia menor o igual a 200 mm.



a) Altura del perfil de acero $h \leq 400$ mm b) Altura del perfil de acero $h > 400$ mm
Figura A31.5.2 Disposición de las barras o los pernos para asegurar la conexión entre el perfil de acero y el hormigón envolvente

5.3 Pilares mixtos

5.3.1 Pilares mixtos con perfiles de acero parcialmente embebidos

(1) El hormigón entre las alas del perfil de acero se debe fijar al alma bien mediante estribos o bien mediante pernos (véase la figura A31.5.1).

(2) Los estribos deberían soldarse al alma o penetrar en el alma a través de perforaciones. Si se usan pernos éstos deberían soldarse al alma.

(3) La separación de estribos o pernos a lo largo del eje del pilar no debería superar 500 mm. En las zonas de actuación de las cargas esta separación debería reducirse conforme al Anejo 30.

NOTA: Para secciones de acero con una altura del perfil h de más de 400 mm, los pernos y estribos pueden escogerse de acuerdo con la figura A31.G.2.

5.3.2 Pilares mixtos de perfiles huecos rellenos de hormigón

(1) No debe haber ninguna conexión a cortante adicional a lo largo del pilar, entre las conexiones de viga con pilar.

(2) La armadura adicional debería mantenerse en su lugar utilizando estribos y separadores.

(3) La separación de los estribos a lo largo del eje del pilar no debería superar 15 veces el menor diámetro de las armaduras pasivas longitudinales.

(4) El perfil hueco de acero debe contener orificios de un diámetro no menor que 20 mm, localizados al menos una en la parte superior y otra en la parte inferior del pilar en cada piso.

(5) La separación de estas perforaciones no debería nunca superar 5 m.

5.4 Conexiones entre vigas y pilares mixtos

5.4.1 Generalidades

(1) Las conexiones de viga y pilar deben dimensionarse y construirse de modo que soporten los esfuerzos aplicados para el mismo tiempo de resistencia al fuego que el del elemento que transmite las acciones.

(2) Para elementos protegidos frente al fuego, uno de los medios de conseguir el requisito del punto (1) es aplicar, al menos, la misma protección que la aplicada al elemento que transmite las acciones, y asegurar para la conexión una relación de carga menor o igual que la de la viga.

NOTA: El punto (6) del apartado 4.2.1 y el Apéndice D del Anejo 23 establecen métodos para el dimensionamiento de conexiones protegidas frente al fuego.

(3) Las vigas y los pilares mixtos se pueden conectar empleando bloques de apoyo o pletinas de cortante soldadas al perfil de acero del pilar mixto. Las vigas descansan sobre los bloques de apoyo o sus almas son roblonadas a las pletinas de cortante. Si se emplean bloques de apoyo, los detalles constructivos apropiados deberían garantizar que la viga no puede deslizarse y salirse de los apoyos durante la fase de enfriamiento.

(4) Si se realizan las conexiones de acuerdo con las figuras A31.5.4 a A31.5.6, se puede suponer que su resistencia al fuego cumple con los requisitos de los elementos estructurales adyacentes. Se pueden emplear bloques de apoyo soldados a los pilares mixtos con vigas de acero protegidas.

(5) En el dimensionamiento de una viga simplemente apoyada a temperatura normal, se puede desarrollar un momento negativo en el apoyo en la situación de incendio, siempre que la losa de hormigón esté armada de manera que se garantice la continuidad de la losa y siempre que exista una transmisión eficaz del esfuerzo axial de compresión a través de la conexión de acero (véase la figura A31.5.3).

(6) Siempre se puede desarrollar un momento negativo de acuerdo con el punto (5) y la figura A31.5.3 en la situación de incendio si:

- la separación es < 10 mm,
- $10 \text{ mm} \leq \text{separación} < 15 \text{ mm}$, para R30 hasta R180 y una luz de viga de más de 5 m.

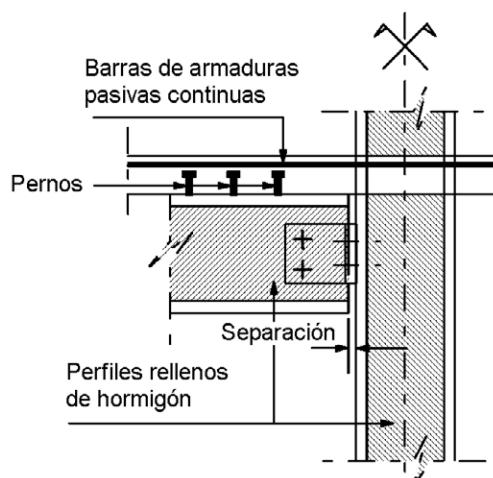


Figura A31.5.3 Conexión que desarrolla momentos negativos en caso de incendio

5.4.2 Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos formados por perfiles de acero embebidos en hormigón

(1) Se pueden soldar directamente al ala del perfil metálico del pilar mixto bloques de apoyo o pletinas de cortante de acuerdo con la figura A31.5.4.

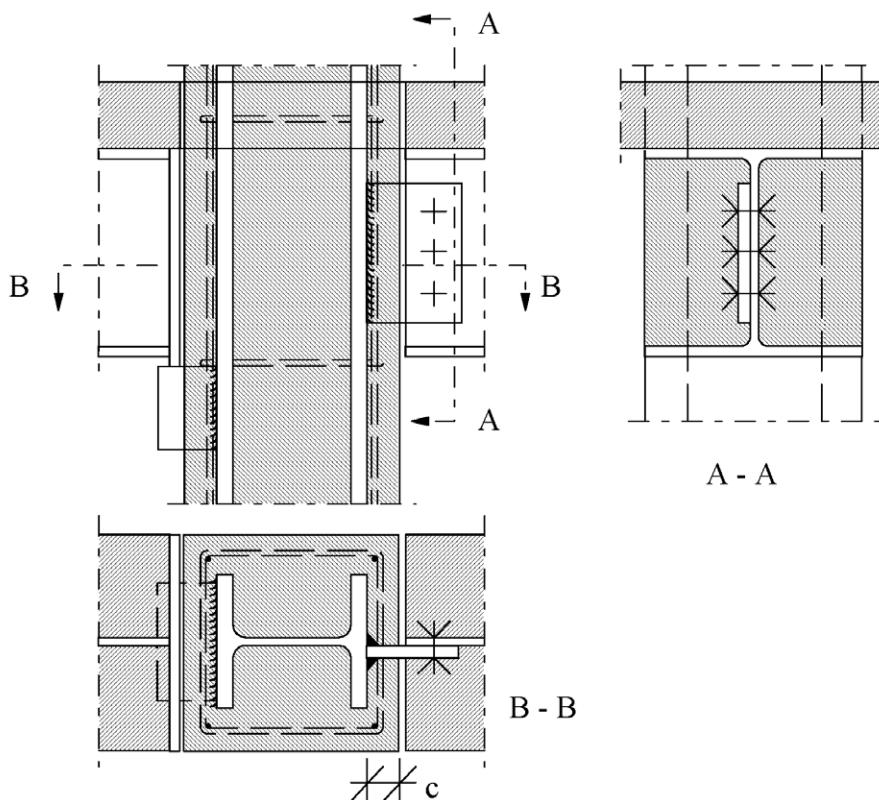


Figura A31.5.4 Ejemplos de conexiones a un perfil de un pilar de acero totalmente embebido

5.4.3 Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos formados por perfiles de acero parcialmente embebidos en hormigón

(1) Si se usan bloques de apoyo sin protección se deberían disponer pernos adicionales (véase la figura A31.5.5 a) pues las soldaduras están expuestas al fuego. La resistencia al cortante de los pernos debería comprobarse de acuerdo con el punto (1) del apartado 4.3.4.2.5 con una temperatura del perno igual a la temperatura media del bloque de apoyo.

(2) Para clases de resistencia al fuego hasta R120, no se necesitan los pernos adicionales si se cumplen las condiciones siguientes (véase la figura A31.5.5 b):

- el bloque de apoyo sin protección tiene un espesor mínimo de 80 mm,
- el bloque de apoyo sin protección está soldado de forma continua al ala del pilar por los cuatro lados,
- la soldadura superior, protegida contra la radiación directa, tiene un espesor de al menos 1,5 veces el espesor de las soldaduras que la rodean y debería, en el dimensionamiento a temperatura normal, resistir al menos el 40% de la carga de cálculo a cortante.

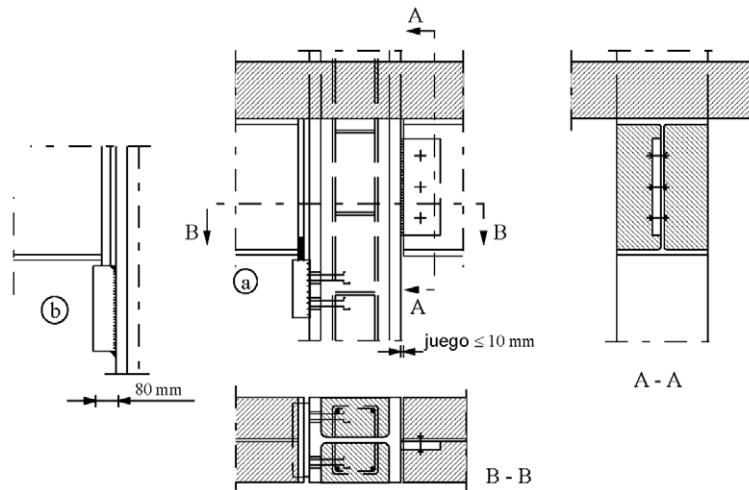
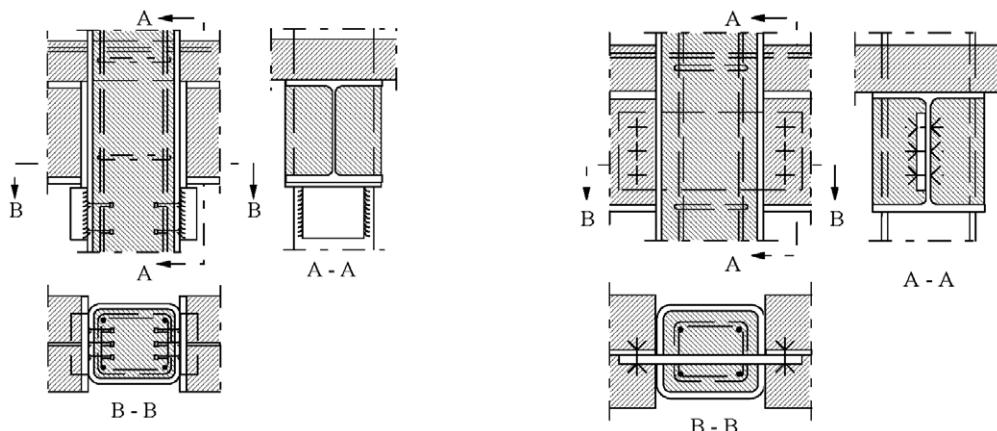


Figura A31.5.5 Ejemplos de conexiones a un perfil de acero parcialmente embebido

- (3) Si se emplean pletinas de cortante la separación remanente entre la viga y el pilar no necesita protección adicional si es menor que 10 mm (véase la figura A31.5.5 a)
- (4) Para tipos de conexiones distintas, se hace referencia al punto (1) del apartado 5.4.1.

5.4.4 Conexiones entre vigas mixtas y pilares mixtos de perfiles huecos llenos de hormigón

- (1) Se pueden conectar vigas mixtas y pilares compuestos con perfiles huecos llenos de hormigón empleando bloques de apoyo o pletinas de cortante (véase la figura A31.5.6).
- (2) Los esfuerzos de tracción y cortante deben transmitirse mediante medios adecuados desde la viga hasta el núcleo de hormigón armado de este tipo de pilar mixto.
- (3) Si se emplean bloques de apoyo (véase la figura A31.5.6 a) la transmisión de carga de cortante en caso de incendio debería asegurarse mediante pernos adicionales. La resistencia a cortante de los pernos debería comprobarse de acuerdo con el punto (1) del apartado 4.3.4.2.5 con una temperatura de los pernos igual a la temperatura media del bloque de apoyo.
- (4) Si se usan pletinas de cortante (véase la figura A31.5.6 b), estas deberían atravesar el pilar y conectarse a ambas paredes por soldadura.



a) Bloques de apoyo con pernos adicionales

b) Pletinas de cortante que atraviesan el pilar

Figura A31.5.6 Ejemplos de conexiones a un perfil hueco relleno de hormigón

Apéndice A Relaciones recomendadas para la relación tensión-deformación de aceros estructurales a elevadas temperaturas

(1) En la figura A31.A.1 se muestra una representación gráfica de las relaciones tensión-deformación del acero de tipo S235, hasta una deformación unitaria máxima de $\varepsilon_{ay,\theta} = 2\%$. Esta representación corresponde a los rangos I y II de la figura A31.3.1 y a los valores tabulados de la tabla A31.3.2 sin endurecimiento por deformación, según se especifica en el apartado 3.2.1.

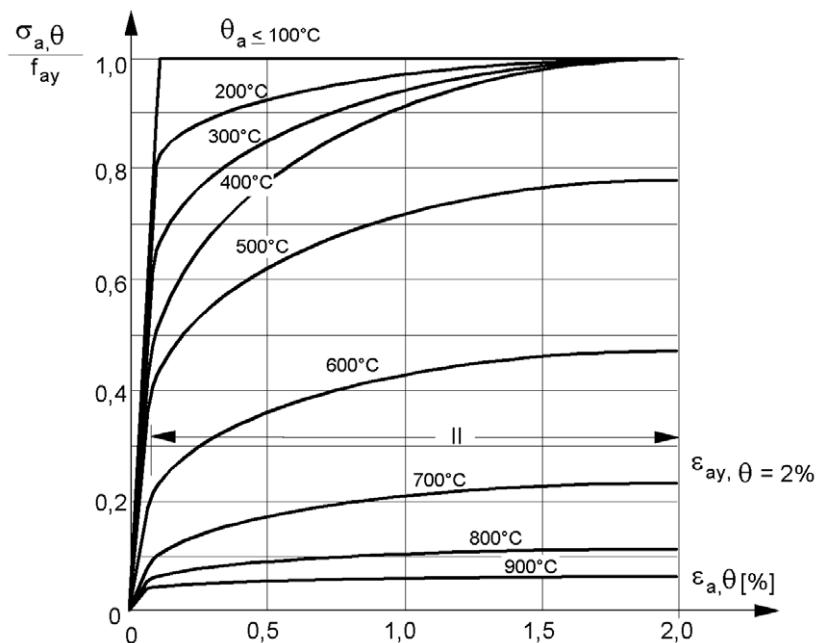


Figura A31.A.1 Representación gráfica de las relaciones tensión-deformación para un acero de tipo S235 hasta una deformación unitaria del 2%

(2) Para los tipos de acero S235, S275, S355, S420 y S460 las relaciones tensión-deformación pueden evaluarse hasta una deformación unitaria máxima del 2% mediante las ecuaciones indicadas en la tabla A31.3.1.

(3) Para temperaturas menores que 400 °C, se puede usar la opción alternativa de endurecimiento por deformación mencionada en el punto (4) del apartado 3.2.1, como se indica en los puntos (4), (5) y (6).

(4) En la figura A31.A.2 se muestra una representación gráfica de las relaciones tensión-deformación, incluyendo el endurecimiento por deformación, donde:

- para deformaciones de hasta el 2%, la figura A31.A.2 es conforme con la figura A31.A.1 (rangos I y II),
- para deformaciones entre el 2% y el 4%, se supone una rama creciente lineal (rango IIIa),
- para deformaciones entre el 4% y el 15% (rango IIIb) se considera una meseta horizontal con $\varepsilon_{au,\theta} = 15\%$,
- para deformaciones entre el 15% y el 20% se considera una rama decreciente (rango IV) con $\varepsilon_{ae,\theta} = 20\%$.

(5) La resistencia a tracción a temperaturas elevadas $f_{au,\theta}$ que permite endurecimiento por deformación (véase la figura A31.A.3) se puede determinar como se indica a continuación:

$$\theta_a \leq 300 \text{ } ^\circ\text{C}; \quad f_{au,\theta} = 1,25 f_{ay} \quad (\text{A.1})$$

$$300 < \theta_a \leq 400 \text{ } ^\circ\text{C}; \quad f_{au,\theta} = f_{ay} (2 - 0,0025 \theta_a) \quad (\text{A.2})$$

$$\theta_a \geq 400 \text{ } ^\circ\text{C}; \quad f_{au,\theta} = f_{ay,\theta} \quad (\text{A.3})$$

(6) Para deformaciones $\varepsilon_{a,\theta}$ mayores que el 2%, las relaciones tensión deformación que permiten el endurecimiento por deformación se pueden determinar cómo se indica a continuación:

$$2\% < \varepsilon_{a,\theta} < 4\%; \quad \sigma_{a,\theta} = \left[\left(f_{au,\theta} - f_{ay,\theta} \right) / 0,02 \right] \varepsilon_{a,\theta} - f_{au,\theta} + 2 f_{ay,\theta} \quad (\text{A.4})$$

$$4\% \leq \varepsilon_{a,\theta} \leq 15\%; \quad \sigma_{a,\theta} = f_{au,\theta} \quad (\text{A.5})$$

$$15\% < \varepsilon_{a,\theta} < 20\%; \quad \sigma_{a,\theta} = \left[1 - \left(\left(\varepsilon_{a,\theta} - 0,15 \right) / 0,05 \right) \right] f_{au,\theta} \quad (\text{A.6})$$

$$\varepsilon_{a,\theta} \geq 20\%; \quad \sigma_{a,\theta} = 0 \quad (\text{A.7})$$

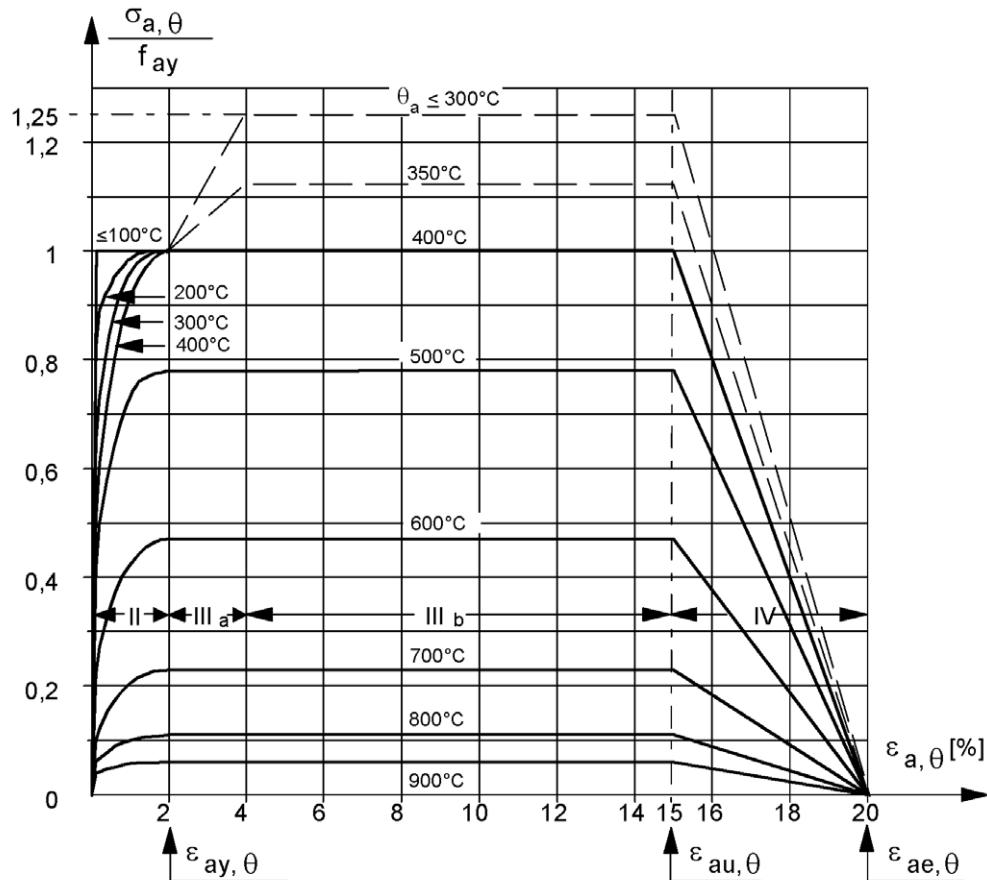


Figura A31.A.2 Representación gráfica de las relaciones tensión-deformación del acero estructural a elevadas temperaturas, incluyendo el endurecimiento por deformación

(7) Los principales parámetros $E_{a,\theta}$, $f_{ap,\theta}$, $f_{ay,\theta}$ y $f_{au,\theta}$ de la opción alternativa de endurecimiento por deformación pueden obtenerse de los coeficientes de reducción k_θ de la figura A31.A.3.

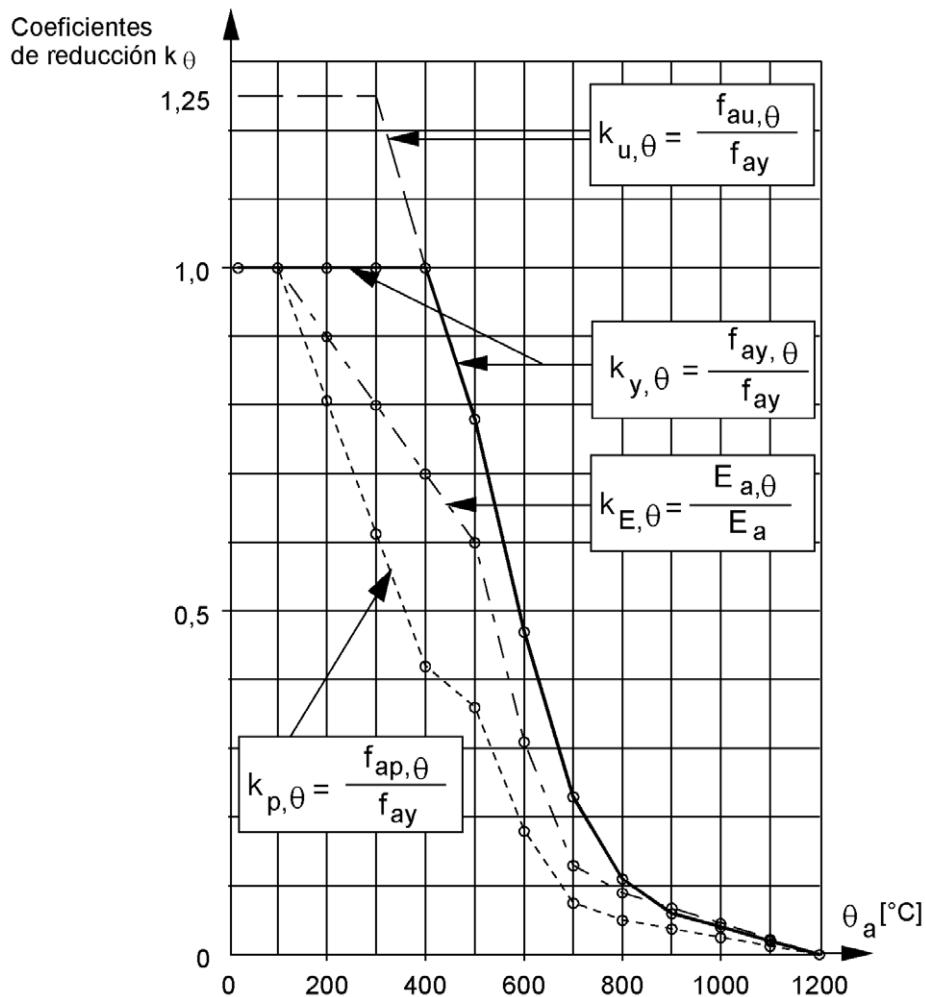


Figura A31.A.3 Coeficientes de reducción k_θ para relaciones de tensión-deformación que permiten el endurecimiento por deformación del acero estructural a elevadas temperaturas (véase también la tabla A31.3.2 del 3.2.1)

Apéndice B Relaciones recomendadas tensión-deformación de hormigones con áridos silíceos a elevadas temperaturas

(1) En la figura A31.B.1 se muestra una representación gráfica de las relaciones tensión-deformación para hormigones con áridos silíceos hasta una deformación unitaria máxima de $\varepsilon_{ce,\theta} = 4,75\%$. Esta presentación corresponde a la formulación matemática de la figura A31.3.2 y a los valores tabulados de la tabla A31.3.3 según se especifica en el apartado 3.2.2.

(2) El rango permitido y los valores recomendados de la deformación unitaria $\varepsilon_{cu,\theta}$ que corresponde a $f_{c,\theta}$, de acuerdo con la figura A31.3.2, pueden obtenerse de la tabla A31.B.1.

(3) Los valores recomendados de $\varepsilon_{ce,\theta}$ pueden obtenerse de la tabla A31.B.1.

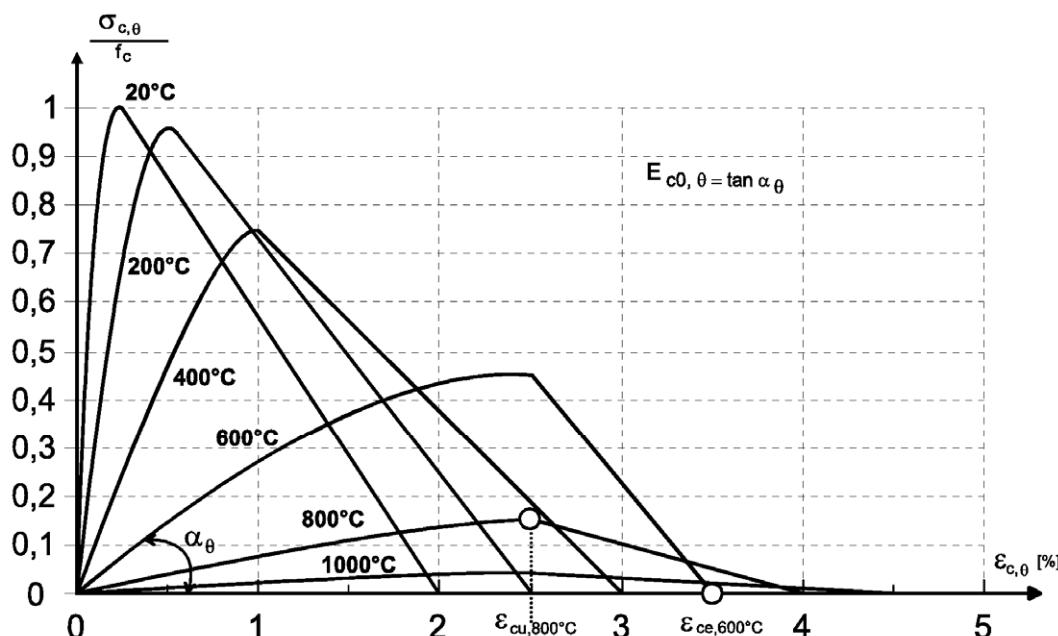


Figura A31.B.1 Representación gráfica de las relaciones tensión-deformación para hormigones con áridos silíceos con una rama lineal descendente, incluyendo los valores recomendados $\varepsilon_{cu,\theta}$ y $\varepsilon_{ce,\theta}$ de la tabla A31.B.1

Tabla A31.B.1 Parámetros $\varepsilon_{cu,\theta}$ y $\varepsilon_{ce,\theta}$ que definen el rango recomendado de la rama descendente para las relaciones tensión-deformación del hormigón a elevadas temperaturas

Temperatura del hormigón θ_c [°C]	$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ Valor recomendado	$\varepsilon_{ce,\theta} \cdot 10^3$ Valor recomendado
20	2,5	20,0
100	4,0	22,5
200	5,5	25,0
300	7,0	27,5
400	10	30,0
500	15	32,5
600	25	35,0
700	25	37,5
800	25	40,0

900	25	42,5
1000	25	45,0
1100	25	47,5
1200	-	-

(4) Los principales parámetros $f_{c,\theta}$ y $\varepsilon_{cu,\theta}$ de las relaciones tensión-deformación a elevadas temperaturas, para hormigones normales con áridos silíceos y para hormigones ligeros se representan en la figura A31.B.2. La resistencia a compresión $f_{c,\theta}$ y la deformación unitaria correspondiente, $\varepsilon_{cu,\theta}$, definen completamente el rango I del modelo de material junto con las ecuaciones de la figura A31.3.2 (véase también la tabla A31.3.3 del 3.2.2).

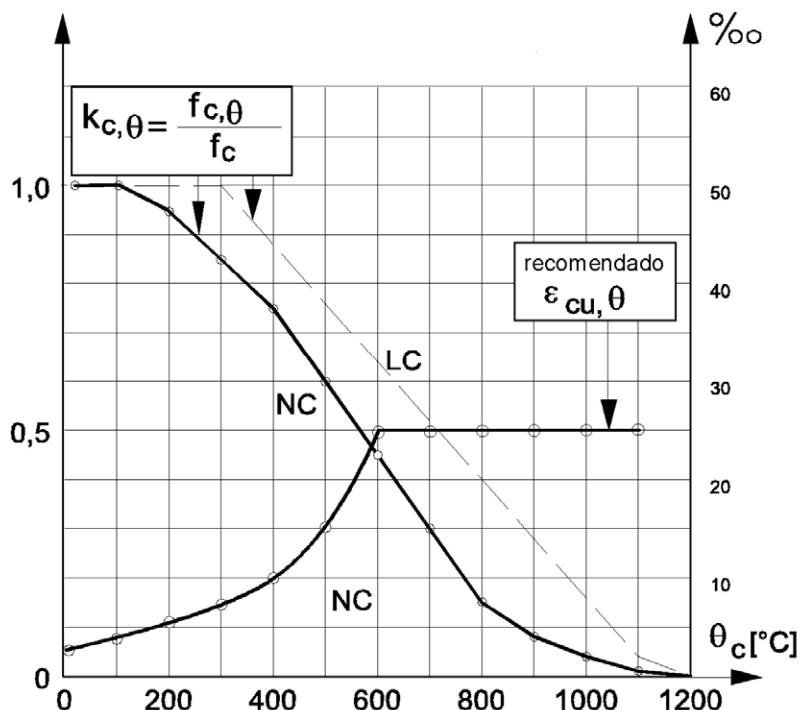


Figura A31.B.2 Parámetros de los relaciones tensión-deformación a elevadas temperaturas para hormigones normales y hormigones ligeros

Apéndice C Relaciones recomendadas para la tensión-deformación del hormigón adaptadas a fuegos naturales con una rama de calentamiento descendente para uso en modelos de cálculo avanzados

- (1) Despues de calentarse a una temperatura máxima $\theta_{\text{máx.}}$, y del posterior enfriamiento hasta una temperatura ambiente de 20 °C, el hormigón no recupera su resistencia a compresión inicial f_c .
- (2) Cuando se considera la rama descendente de la curva de calentamiento del hormigón (véase la figura A31.C.1), tanto el valor de $\varepsilon_{cu,\theta}$ como el valor de la pendiente de la rama descendente de la relación tensión-deformación pueden mantenerse iguales a los valores correspondientes de la temperatura máxima $\theta_{\text{máx.}}$ (véase la figura A31.C.2).
- (3) La resistencia a compresión residual del hormigón calentado hasta una temperatura máxima $\theta_{\text{máx.}}$ y enfriado hasta la temperatura ambiente de 20 °C, puede obtenerse como se indica a continuación:

$$f_{c,\theta,20^\circ\text{C}} = \varphi f_c \quad \text{donde para} \quad (\text{C.1})$$

$$20^\circ\text{C} \leq \theta_{\text{máx.}} < 100^\circ\text{C}; \quad \varphi = k_{c,\theta_{\text{máx.}}} \quad (\text{C.2})$$

$$100^\circ\text{C} \leq \theta_{\text{máx.}} < 300^\circ\text{C}; \quad \varphi = 1,0 - \left[0,235(\theta_{\text{máx.}} - 100)/200 \right] \quad (\text{C.3})$$

$$\theta_{\text{máx.}} \geq 300^\circ\text{C}; \quad \varphi = 0,9 k_{c,\theta_{\text{máx.}}} \quad (\text{C.4})$$

NOTA: El coeficiente de reducción $k_{c,\theta_{\text{máx.}}}$ se toma de acuerdo con el punto (4) del apartado 3.2.2.

- (4) Durante el enfriamiento del hormigón con $\theta_{\text{máx.}} \geq \theta \geq 20^\circ\text{C}$, la resistencia a compresión en probetas cilíndricas $f_{c,\theta}$ correspondiente puede interpolarse de forma lineal entre $f_{c,\theta_{\text{máx.}}}$ y $f_{c,\theta=20^\circ\text{C}}$.
- (5) Las reglas anteriores se pueden ilustrar en la figura A31.C.2 para un hormigón de resistencia característica $f_{ck} 40 \text{ N/mm}^2$, como se indica a continuación:

$$\theta_1 = 200^\circ\text{C} \quad f_{c,\theta_1} = 0,95 \cdot 40 = 38 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.5})$$

$$\varepsilon_{cu,\theta_1} = 0,55 \quad [\%] \quad (\text{C.6})$$

$$\varepsilon_{ce,\theta_1} = 2,5 \quad [\%] \quad (\text{C.7})$$

$$\theta_2 = 400^\circ\text{C} \quad f_{c,\theta_2} = 0,75 \cdot 40 = 30 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.8})$$

$$\varepsilon_{cu,\theta_2} = 1 \quad [\%] \quad (\text{C.9})$$

$$\varepsilon_{ce,\theta_2} = 3,0 \quad [\%] \quad (\text{C.10})$$

Para una temperatura de hormigón máxima posible de $\theta_{\text{máx.}} = 600^\circ\text{C}$:

$$f_{c,\theta_{\text{máx.}}} = 0,45 \cdot 40 = 18 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.11})$$

$$\varepsilon_{cu,\theta_{\text{máx.}}} = 2,5 \quad [\%] \quad (\text{C.12})$$

$$\varepsilon_{ce,\theta_{\text{máx.}}} = 3,5 \quad [\%] \quad (\text{C.13})$$

Para cualquier temperatura inferior obtenida durante la fase de enfriamiento posterior como por ejemplo $\theta_3 = 400^\circ\text{C}$:

$$f_{c,\theta,20^\circ\text{C}} = (0,9 k_{c,\theta_{\text{máx.}}}) f_c = 0,9 \cdot 0,45 \cdot 40 = 16,2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.14})$$

$$f_{c,\theta_3} = f_{c,\theta_{\text{máx.}}} - \left[(f_{c,\theta_{\text{máx.}}} - f_{c,\theta,20^\circ\text{C}}) (\theta_{\text{máx.}} - \theta_3) / (\theta_{\text{máx.}} - 20) \right] = 17,4 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{C.15})$$

$$\varepsilon_{cu,\theta_3} = \varepsilon_{cu,\theta_{\text{máx.}}} = 2,5 \quad [\%] \quad (\text{C.16})$$

$$\varepsilon_{ce,\theta_3} = \varepsilon_{cu,\theta_3} + \left[(\varepsilon_{ce,\theta_{\max}} - \varepsilon_{cu,\theta_{\max}}) f_{c,\theta_3} / f_{c,\theta_{\max}} \right] = 3,46 \quad [\%] \quad (C.17)$$

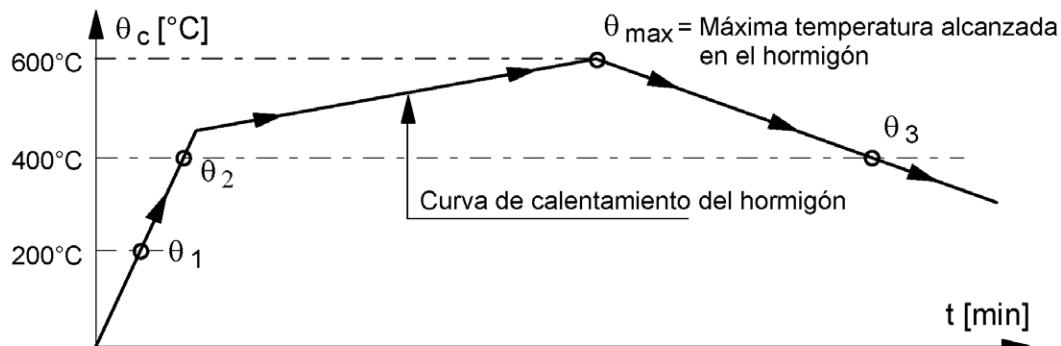


Figura A31.C.1 Ejemplo de calentamiento y enfriamiento del hormigón

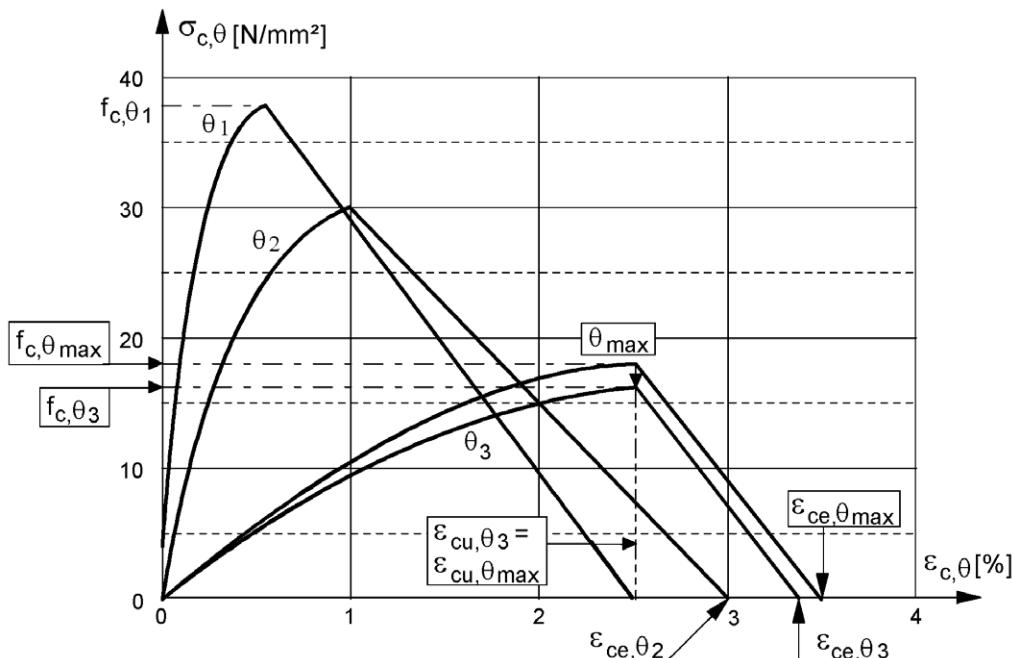


Figura A31.C.2 Relaciones tensión-deformación del hormigón de resistencia característica $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ calentado hasta $\theta_1 = 200^\circ\text{C}$, $\theta_2 = 400^\circ\text{C}$, $\theta_{\max} = 600^\circ\text{C}$ y enfriado hasta $\theta_3 = 400^\circ\text{C}$

Apéndice D Modelo recomendado para el cálculo de la resistencia al fuego de losas mixtas sin protección expuestas al fuego por su cara inferior de acuerdo con la curva normalizada tiempo-temperatura

D.1 Resistencia al fuego en función del aislamiento térmico

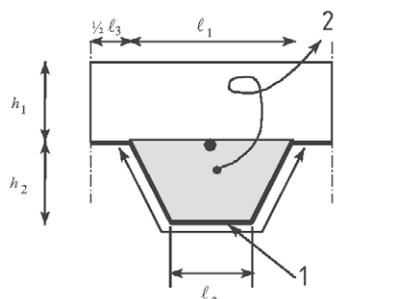
- (1) La resistencia al fuego correspondiente a un aumento de temperatura medio ($= 140^\circ\text{C}$) y al incremento máximo de temperatura ($= 180^\circ\text{C}$), criterio "I", se puede determinar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{\ell_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{\ell_3} \quad (\text{D.1})$$

donde:

t_i	es la resistencia al fuego respecto al aislamiento térmico	[min]
A	es el volumen de hormigón del nervio por metro de longitud de nervio	[mm ³ /m]
L_r	es el área expuesta del nervio por metro de longitud de nervio	[mm ² /m]
A/L_r	es el coeficiente de geometría del nervio	[mm]
Φ	es el coeficiente de vista del ala superior	[-]
ℓ_3	es la anchura del ala superior (véase la figura A31.D.1)	[mm]

Para los coeficientes a_i , para diferentes valores del canto h_1 del hormigón, tanto para hormigones normales como ligeros, se hace referencia a la figura A31.D.1 y a la tabla A31.D.1. Para valores intermedios se puede interpolar linealmente.



$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left(\frac{\ell_1 + \ell_2}{2} \right)}{\ell_2 + 2\sqrt{h_2^2 + \left(\frac{\ell_1 - \ell_2}{2} \right)^2}} \quad (\text{D.2})$$

1 Superficie expuesta: L_r

2 Área: A

Figura A31.D.1 Definición del coeficiente de geometría A/L_r del nervio, en nervios de losas mixtas

Tabla A31.D.1 Coeficientes para la determinación de la resistencia al fuego respecto al aislamiento térmico

	a_0 [min]	a_1 [min/mm]	a_2 [min]	a_3 [min/mm]	a_4 [mm min]	a_5 [min]
Hormigón de peso normal	-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735	48,0
Hormigón ligero	-79,2	2,18	-2,44	0,56	-542	52,3

(2) El coeficiente de configuración o vista Φ del ala superior se puede determinar como se indica a continuación:

$$\Phi = \left(\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} \right) / l_3 \quad [-] \quad (\text{D.3})$$

D.2 Cálculo del momento resistente positivo $M_{fi,Rd}^+$

(1) Las temperaturas θ_a del ala inferior, del alma y del ala superior del tablero de acero pueden obtenerse con la siguiente ecuación:

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{\ell_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2 \quad (D.4)$$

donde:

θ_a es la temperatura del ala inferior, del alma y del ala superior [°C]

Para los coeficientes b_i , tanto para hormigones normales como ligeros, se hace referencia a la tabla A31.D.2. Para valores intermedios, se puede interpolar linealmente.

Tabla A31.D.2 Coeficientes para la determinación de las temperaturas de las partes del tablero de acero

Hormigón	Resistencia al fuego [min]	Parte del tablero de acero	b_0 [°C]	b_1 [°C]. mm	b_2 [°C]. mm	b_3 [°C]	b_4 [°C]
Hormigón de peso normal	60	Ala inferior	951	-1197	-2,32	86,4	-150,7
		Alma	661	-833	-2,96	537,7	-351,9
		Ala superior	340	-3269	-2,62	1148,4	-679,8
	90	Ala inferior	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1
		Alma	816	-959	-2,21	464,9	-340,2
		Ala superior	618	-2786	-1,79	767,9	-472,0
	120	Ala inferior	1063	-679	-1,13	46,7	-82,8
		Alma	925	-949	-1,82	344,2	-267,4
		Ala superior	770	-2460	-1,67	592,6	-379,0
Hormigón ligero	30	Ala inferior	800	-1326	-2,65	114,5	-181,2
		Alma	483	-286	-2,26	439,6	-244,0
		Ala superior	331	-2284	-1,54	488,8	-131,7
	60	Ala inferior	955	-622	-1,32	47,7	-81,1
		Alma	761	-558	-1,67	426,5	-303,0
		Ala superior	607	-2261	-1,02	664,5	-410,0
	90	Ala inferior	1019	-478	-0,91	32,7	-60,8
		Alma	906	-654	-1,36	287,8	-230,3
		Ala superior	789	-1847	-0,99	469,5	-313,0
	120	Ala inferior	1062	-399	-0,65	19,8	-43,7
		Alma	989	-629	-1,07	186,1	-152,6
		Ala superior	903	-1561	-0,92	305,2	-197,2

(2) El coeficiente de vista Φ del ala superior y el coeficiente de geometría A/L_r del nervio puede establecerse de acuerdo con el apartado D.1.

(3) La temperatura θ_s de las armaduras pasivas en el nervio (véase la figura A31.D.2) se obtiene de:

$$\theta_s = c_0 + \left(c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} \right) + (c_2 \cdot z) + \left(c_3 \cdot \frac{A}{L_r} \right) + (c_4 \cdot \alpha) + \left(c_5 \cdot \frac{1}{\ell_3} \right) \quad (D.5)$$

donde:

θ_s es la temperatura de la armadura adicional del nervio [°C]

u_3 es la distancia al ala inferior [mm]

z indica la posición en el nervio [véase el punto (4)] [mm^{-0,5}]

α

es el ángulo del nervio

[grados]

Para los coeficientes c_i , tanto para hormigones normales como ligeros, se hace referencia a la tabla A31.D.3. Para valores intermedios, se puede interpolar linealmente.

Tabla A31.D.3 Coeficientes para la determinación de las temperaturas de las armaduras pasivas en el nervio

Hormigón	Resistencia al fuego [min]	c_0 [°C]	c_1 [°C]	c_2 [°C]. mm ^{0,5}	c_3 [°C].mm	c_4 [°C/°]	c_5 [°C].mm
Hormigón de peso normal	60	1191	-250	-240	-5,01	1,04	-925
	90	1342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267
	120	1387	-238	-227	-4,79	1,68	-1326
Hormigón ligero	30	809	-135	-243	-0,70	0,48	-315
	60	1336	-242	-292	-6,11	1,63	-900
	90	1381	-240	-269	-5,46	2,24	-918
	120	1397	-230	-253	-4,44	2,47	-906

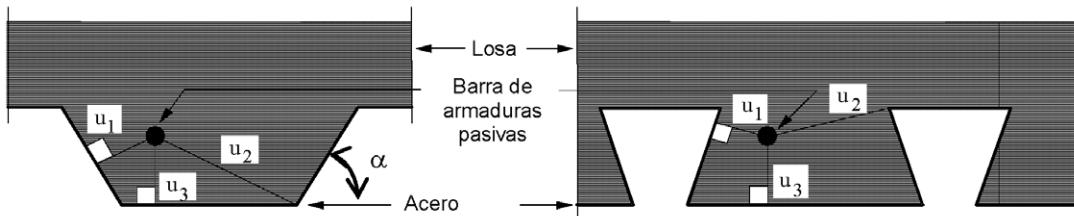


Figura A31.D.2 Parámetros para la posición de las barras de las armaduras pasivas

(4) El coeficiente z , que indica la posición de la barra de las armaduras pasivas, se obtiene de:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} \quad (\text{D.6})$$

(5) Las distancias u_1 , u_2 y u_3 se expresan en mm y se definen como se indica a continuación:

u_1 , u_2 menor distancia desde el centro de la barra para armaduras pasivas hasta cualquier punto de los nervios de la plancha de acero

u_3 distancia desde el centro de la barra para armaduras pasivas hasta el ala inferior de la plancha de acero.

(6) En base a las temperaturas indicadas por los puntos (1) a (5), las tensiones últimas de las partes de la losa mixta y el momento resistente positivo se calculan de acuerdo con el apartado 4.3.1.

D.3 Cálculo del momento resistente negativo M_{fi,Rd^-}

(1) Se puede ignorar, como aproximación conservadora, la contribución del tablero de acero al momento resistente negativo.

(2) El momento resistente negativo de la losa se calcula considerando una sección transversal reducida. No se tienen en cuenta las partes de la sección transversal con temperaturas que sobrepasan una cierta temperatura límite θ_{lim} . El resto de la sección transversal se considera a temperatura ambiente.

(3) El resto de sección transversal se establece sobre la base de la isoterma para la temperatura límite (véanse las figuras A31.D.3). La isoterma de la temperatura límite, se esquematiza por medio de 4 puntos característicos, de la forma siguiente:

- Punto I: situado en el eje del nervio, a una distancia del ala inferior de la plancha de acero calculada como función de la temperatura límite de acuerdo con las ecuaciones D.7 y D.9 de los puntos (4) y (5),
- Punto IV: situado en el eje intermedio entre dos nervios, a una distancia del ala superior de la plancha de acero calculada como función de la temperatura límite de acuerdo con las ecuaciones D.7 y D.14 de los puntos (4) y (5),
- Punto II: situado en una línea que pasa por el punto I, paralela al ala inferior de la plancha de acero, a una distancia desde el alma de la plancha de acero igual a la que hay desde el ala inferior,
- Punto III: situada en una línea que pasa por el ala superior de la plancha de acero, a una distancia desde el alma de la plancha de acero igual a la distancia desde el punto IV al ala superior.

La isoterma se obtiene mediante interpolación lineal entre los puntos I, II, III y IV.

NOTA: La temperatura límite se obtiene del equilibrio sobre la sección transversal y, por tanto, no tiene relación con la penetración de la temperatura.

A) Distribución de la temperatura en una sección transversal

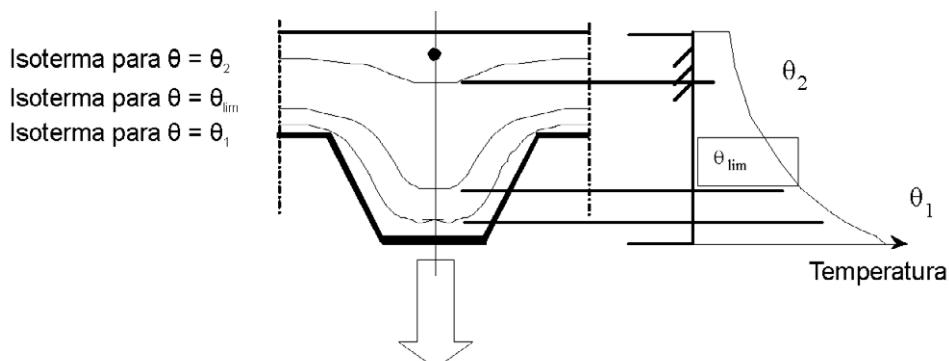


Figura A31.D.3a Representación esquemática de las isotermas

B) Representación esquemática de la isoterma específica $\theta = \theta_{\text{lim}}$

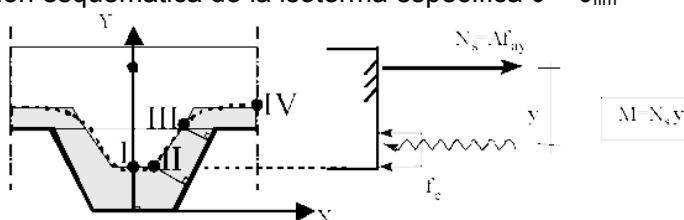


Figura A31.D.3b Establecimiento de isotermas

- (4) La temperatura límite, θ_{lim} , se obtiene de:

$$\theta_{\text{lim}} = d_0 + d_1 \cdot N_s + d_2 \cdot \frac{A}{L_r} + d_3 \cdot \Phi + d_4 \cdot \frac{1}{\ell_3} \quad (\text{D.7})$$

donde:

N_s es el esfuerzo axil en la armadura de momento negativo [N]

Para los coeficientes d_i , tanto para hormigón normal como para ligero se hace referencia a la tabla A31.D.4. Para valores intermedios, se puede interpolar linealmente.

(5) Las coordenadas de los cuatro puntos I a IV vienen dados por:

$$X_I = 0 \quad (D.8)$$

$$Y_I = Y_{II} = \frac{1}{\left(\frac{1}{z} - \frac{4}{\sqrt{\ell_1 + \ell_3}} \right)^2} \quad (D.9)$$

$$X_{II} = \frac{1}{2} \ell_2 + \frac{Y_I}{\sin \alpha} \cdot (\cos \alpha - 1) \quad (D.10)$$

$$X_{III} = \frac{1}{2} \ell_1 - \frac{b}{\sin \alpha} \quad (D.11)$$

$$Y_{III} = h_2 \quad (D.12)$$

$$X_{IV} = \frac{1}{2} \ell_1 + \frac{1}{2} \ell_3 \quad (D.13)$$

$$Y_{IV} = h_2 + b \quad (D.14)$$

con: $\alpha = \arctan(\frac{2h_2}{l_1 - l_2})$

con: $a = \left(\frac{1}{z} - \frac{1}{\sqrt{h_2}} \right) l_1 \sin \alpha$

con: $b = \frac{1}{2} l_1 \sin \alpha \left(1 - \frac{\sqrt{a^2 - 4ac}}{a} \right)$

con: $c = -8(1 + \sqrt{1 + a}); a \geq 8$

con: $c = +8(1 + \sqrt{1 + a}); a < 8$

Tabla A31.D.4 Coeficientes para la determinación de la temperatura límite

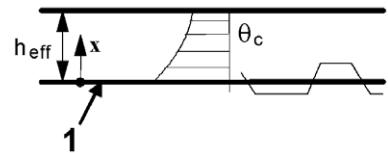
Hormigón	Resistencia al fuego [min]	d_0 [°C]	d_1 [°C] . N	d_2 [°C] . mm	d_3 [°C]	d_4 [°C] . mm
Hormigón de peso normal	60	867	$-1,9 \cdot 10^{-4}$	-8,75	-123	-1378
	90	1 055	$-2,2 \cdot 10^{-4}$	-9,91	-154	-1990
	120	1144	$-2,2 \cdot 10^{-4}$	-9,71	-166	-2155
Hormigón ligero	30	524	$-1,6 \cdot 10^{-4}$	-3,43	-80	-392
	60	1030	$-2,6 \cdot 10^{-4}$	-10,95	-181	-1834
	90	1159	$-2,5 \cdot 10^{-4}$	-10,88	-208	-2233
	120	1213	$-2,5 \cdot 10^{-4}$	-10,09	-214	-2320

(6) El parámetro z dado en el punto (5) puede resolverse con la ecuación de la determinación de la temperatura de las armaduras pasivas (es decir, la ecuación D.5), suponiendo $u_3/h_2 = 0,75$ y empleando $\theta_s = \theta_{lim}$.

(7) En el caso de $Y_1 > h_2$, los nervios de la losa pueden no considerarse. La tabla A31.D.5 puede usarse, como una aproximación conservadora, para obtener la ubicación de la isotermia.

Tabla A31.D.5 Distribución de la temperatura en una losa maciza de 100 mm de espesor formada por hormigón de peso normal y sin aislar

Canto x mm	Temperatura θ_c [°C] después de un incendio de duración en minutos					
	30'	60'	90'	120'	180'	240'
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305



1 – Parte inferior de la losa expuesta al fuego

(8) El momento resistente negativo se calcula usando el resto de la sección transversal determinada mediante los puntos (1) a (7) y por referencia al apartado 4.3.1.

(9) Para hormigones ligeros, las temperaturas de la tabla A31.D.5 se reducen los valores indicados al 90%.

D.4 Espesor eficaz de una losa mixta

(1) El valor eficaz de h_{eff} se obtiene de la ecuación:

$$h_{\text{eff}} = h_1 + 0,5 h_2 \left(\frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \right) \quad \text{para } h_2/h_1 \leq 1,5 \text{ y } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (\text{D.15a})$$

$$h_{\text{eff}} = h_1 \left[1 + 0,75 \left(\frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \right) \right] \quad \text{para } h_2/h_1 > 1,5 \text{ y } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (\text{D.15b})$$

Las figuras A31.4.1 y A31.4.2 muestran las dimensiones h_1 , h_2 , ℓ_1 , ℓ_2 , y ℓ_3 de la sección transversal de la losa.

(2) Si $\ell_3 > 2 \ell_1$, el espesor eficaz puede tomarse igual a h_1 .

(3) La relación entre la resistencia al fuego respecto al criterio de aislamiento térmico y el espesor eficaz mínimo h_{eff} de losa se muestra en la tabla A31.D.6 para unos niveles normales de resistencia al

fuego, donde h_3 es el espesor de la capa de compresión en caso de que hubiera alguna sobre la losa de hormigón.

Tabla A31.D.6 Espesor mínimo eficaz como función de la resistencia al fuego normalizado

Resistencia al fuego normalizado	Espesor mínimo eficaz h_{eff} [mm]
I 30	60- h_3
I 60	80- h_3
I 90	100- h_3
I 120	120- h_3
I 180	150- h_3
I 240	175- h_3

D.5 Campo de aplicación

(1) En la tabla A31.D.7 se indica el campo de aplicación para losas mixtas sin protección tanto para hormigón de peso normal (NC) como para hormigón ligero (LC). Para los símbolos véanse las figuras A31.4.1 y A31.4.2.

Tabla A31.D.7 Campo de aplicación

Para chapas nervadas de acero en cola de milano	Para chapas nervadas de acero trapezoidales
77,0 ≤ ℓ_1 ≤ 135,0 mm	80,0 ≤ ℓ_1 ≤ 155,0 mm
110,0 ≤ ℓ_2 ≤ 150,0 mm	32,0 ≤ ℓ_2 ≤ 132,0 mm
38,5 ≤ ℓ_3 ≤ 97,5 mm	40,0 ≤ ℓ_3 ≤ 115,0 mm
50,0 ≤ h_1 ≤ 130,0 mm	50,0 ≤ h_1 ≤ 125,0 mm
30,0 ≤ h_2 ≤ 60,0 mm	50,0 ≤ h_2 ≤ 100,0 mm

Apéndice E Modelo recomendado para el cálculo de los momentos resistentes positivos y negativos de una viga de acero conectada a una losa de hormigón y expuesta al fuego por la cara inferior de la losa de hormigón

E.1 Cálculo del momento resistente positivo $M_{fi,Rd}^+$

(1) De acuerdo con la figura A31.E.1 el esfuerzo axil de tracción T^+ y su posición y_T se pueden obtener de:

$$T^+ = \left[f_{ay,\theta_1}(b_1 e_1) + f_{ay,\theta_w}(h_w e_w) + f_{ay,\theta_2}(b_2 e_2) \right] / \gamma_{M,fi,a} \quad (\text{E.1})$$

$$y_T = \left[f_{ay,\theta_1}(b_1)(e_1^2/2) + f_{ay,\theta_w}(h_w e_w)(e_1 + h_w/2) + f_{ay,\theta_2}(b_2 e_2)(h - e_2/2) \right] / \left(T^+ \gamma_{M,fi,a} \right) \quad (\text{E.2})$$

con $f_{ay,\theta}$, el máximo nivel de tensión de acuerdo con el apartado 3.2.1 a la temperatura θ obtenida del apartado 4.3.4.2.2.

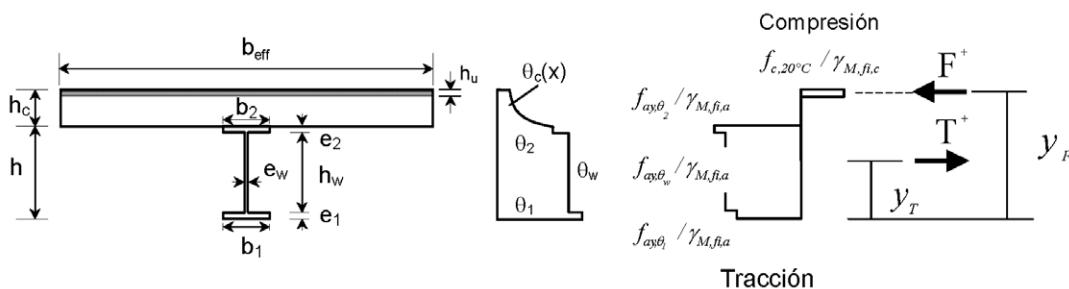


Figura A31.E.1 Cálculo del momento resistente positivo

(2) En una viga simplemente apoyada, el valor del esfuerzo axil de tracción T^+ obtenido del punto (1) está limitado por:

$$T^+ \leq N \cdot P_{fi,Rd} \quad (\text{E.3})$$

donde:

N

es el menor número de conectores de cortante relativo a cualquier longitud crítica de la viga; y $P_{fi,Rd}$ es el valor de cálculo de la resistencia a cortante en situación de incendio de un conector de cortante de acuerdo el apartado 4.3.4.2.5.

NOTA: Las longitudes críticas se definen por los apoyos extremos y la sección transversal de máximo momento reflector.

(3) El espesor de la zona de compresión h_u se determina a partir de:

$$h_u = T^+ / (b_{eff} f_c / \gamma_{M,fi,c}) \quad (\text{E.4})$$

donde b_{eff} es la anchura eficaz de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 del Anejo 30 y f_c la resistencia a compresión a temperatura ambiente.

(4) Se pueden presentar dos situaciones:

$(h_c - h_u) \geq h_{cr}$, siendo h_{cr} la profundidad x de acuerdo con la tabla A31.D.5 que corresponde a una temperatura del hormigón menor que 250 °C. En esa situación, se aplica el valor de h_u de acuerdo con la ecuación (E.4).

o $(h_c - h_u) < h_{cr}$; algunas capas de la zona de compresión del hormigón están a una temperatura

superior a los 250 °C. En este caso se puede considerar una reducción de la resistencia a compresión del hormigón de acuerdo con el apartado 3.2.2. El valor h_u se puede obtener por iteración variando el índice “n” y suponiendo, en base a la tabla A31.D.5, una temperatura media para cada capa de 10 mm, de modo que:

$$T^+ = F = \left[(h_c - h_{cr}) (b_{eff}) f_c + \sum_{i=2}^{n-1} (10 b_{eff}) f_{c,\theta_i} + (h_{u,n} b_{eff}) f_{c,\theta_n} \right] / \gamma_{M,f_i,c} \quad (E.5)$$

donde:

$$h_u = (h_c - h_{cr}) + 10(n - 2) + h_{u,n} \quad [\text{mm}]$$

n es el número total de capas comprimidas de hormigón, incluyendo la capa superior ($h_c - h_{cr}$) con una temperatura menor que 250 °C.

(5) El punto de aplicación de este esfuerzo de compresión se obtiene de:

$$y_F \approx h + h_c - (h_u / 2) \quad (E.6)$$

y el momento resistente positivo es:

$$M_{fi,Rd^+} = T^+ (y_F - y_T) \quad (E.7)$$

siendo T^+ el esfuerzo axil de tracción obtenida de la ecuación (E.5), considerando la ecuación (E.3).

(6) Este modelo de cálculo puede usarse para una losa mixta con una plancha conformada de acero siempre que en los puntos (3) y (4) h_c se reemplace por b_{eff} , como se define en el punto (1) y h_u se limite por h_1 , como se define en las figuras A31.4.1 y A31.4.2.

(7) Este modelo de cálculo, establecido junto con el apartado 4.3.4.2.4, puede emplearse en el modelo de temperatura crítica del apartado 4.3.4.2.3 suponiendo que $\theta_1 = \theta_w = \theta_2 = \theta_{cr}$.

(8) Un enfoque similar puede emplearse si la fibra neutra no se encuentra dentro de la losa de hormigón sino en la viga de acero.

E.2 Cálculo del momento resistente negativo M_{fi,Rd^-} en el apoyo intermedio (o en un apoyo empotrado)

(1) La anchura eficaz de la losa en un apoyo intermedio (o en el apoyo empotrado) b_{eff}^- se puede determinar de forma que la fibra neutra plástica no caiga en la losa de hormigón, es decir, se entiende que la losa está fisurada en todo su espesor. La anchura eficaz no puede ser mayor que la determinada a temperatura normal, de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 del Anexo 30.

(2) Las armaduras pasivas a tracción longitudinales pueden considerarse en estado plástico, $f_{sy,es}$, donde θ_s es la temperatura en la losa, en el nivel en que se sitúan las armaduras pasivas.

(3) En los apartados siguientes se supone que la fibra neutra plástica se encuentra exactamente en la superficie de contacto entre la losa y el perfil de acero. Un enfoque similar puede emplearse si la fibra neutra plástica se encuentra dentro la sección transversal del acero, modificando ecuaciones de modo adecuado.

(4) El momento resistente plástico negativo de la sección mixta se puede determinar considerando el diagrama de tensiones de la figura A31.E.2, con las temperaturas θ_1 , θ_2 , θ_w calculadas de acuerdo con

el apartado 4.3.4.2.2.

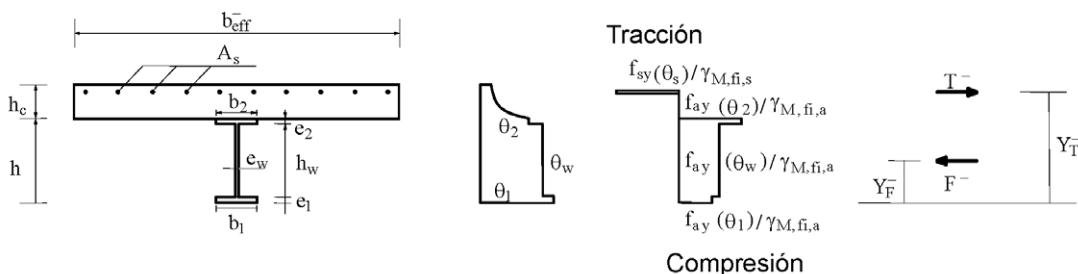


Figura A31.E.2 Cálculo del momento resistente negativo

(5) El momento resistente negativo se obtiene de:

$$M_{fi,Rd^-} = T^-(y_T^- - y_F^-)$$

donde:

T^- es el esfuerzo axil de tracción total de las armaduras pasivas, igual al esfuerzo axil de compresión F^- en el perfil de acero.

(6) El valor del esfuerzo axil de compresión F^+ en la losa en la sección transversal crítica dentro del vano, véase el punto (2) del apartado E.1, puede ser:

$$F \leq N \times P_{fi,Rd} - T^- \quad (\text{E.8})$$

donde:

N es el número de conectores de cortante entre la sección crítica y el apoyo intermedio (o el apoyo empotrado); y

$P_{fi,Rd}$ es la resistencia a compresión de un conector de cortante en el caso de incendio, según se cita en el apartado 4.3.4.2.5.

(7) Los apartados anteriores pueden emplearse para secciones transversales de Clases 1 ó 2 definidas en la situación de incendio; para secciones transversales de Clases 3 ó 4 se aplican los puntos (8) a (9) siguientes.

NOTA: La clasificación puede hacerse de acuerdo con el apartado 4.2.2 del Anejo 23.

(8) Si el alma de acero o el ala inferior de la sección mixta es de Clase 3 en la situación de incendio se puede reducir su anchura a un valor eficaz adaptado del Anejo 25, donde f_y y E se reemplazan, respectivamente, por $f_{ay,\theta}$ y $E_{a,\theta}$.

(9) Puede despreciarse la resistencia del alma de acero o el ala inferior de la sección mixta si se encuentra en Clase 4 en la situación de incendio.

E.3 Resistencia local en los apoyos

- (1) La resistencia local del perfil de acero debe comprobarse frente a la fuerza de reacción en el apoyo (o en el apoyo empotrado).
- (2) La temperatura del rigidizador θ_r se calcula considerando su propio coeficiente sección, A_r/V_r , de acuerdo con el apartado 4.3.4.2.2.

(3) La resistencia local del perfil de acero en el apoyo (o en el apoyo empotrado) se toma como el menor valor entre la resistencia al pandeo o al aplastamiento.

(4) Para el cálculo de la resistencia a pandeo se puede añadir a la anchura eficaz de la sección transversal del rigidizador una anchura máxima del alma de $15 \varepsilon e_w$ a cada lado del rigidizador (véase la figura A31.E.3). La esbeltez relativa $\bar{\lambda}_\theta$ utilizada para calcular la resistencia al pandeo se obtiene de:

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \text{ máx. } \{(k_{y,\theta_w} / k_{E,\theta_w})^{0.5}; (k_{y,\theta_r} / k_{E,\theta_r})^{0.5}\} \quad (\text{E.9})$$

donde:

$k_{E,\theta}$ y $k_{y,\theta}$ se indican en la tabla A31.3.2;

$\bar{\lambda}$ es la esbeltez relativa a temperatura ambiente para el rigidizador asociado a la parte del alma indicada en la figura A31.E.3; y

ε se calcula de acuerdo con el apartado 4.2.2 del Anexo 23.

(5) Para el cálculo de la resistencia al aplastamiento, el valor de cálculo de la resistencia al aplastamiento de cálculo, $R_{fi,y,Rd}$, del alma con los rigidizadores se obtiene de:

$$R_{fi,y,Rd} = [s_s + 5(e_l + r)] e_w f_{ay,\theta_w} / \gamma_{M,fi,a} + A_r f_{ay,\theta_r} / \gamma_{M,fi,a} \quad (\text{E.10})$$

donde:

f_{ay,θ_w} y f_{ay,θ_r} son, respectivamente, las tensiones máximas en el acero a la temperatura del alma θ_w y del rigidizador θ_r ;

r es igual al radio de acuerdo para una sección laminada en caliente, o a $a\sqrt{2}$ siendo a la garganta del cordón de soldadura para una sección transversal soldada.

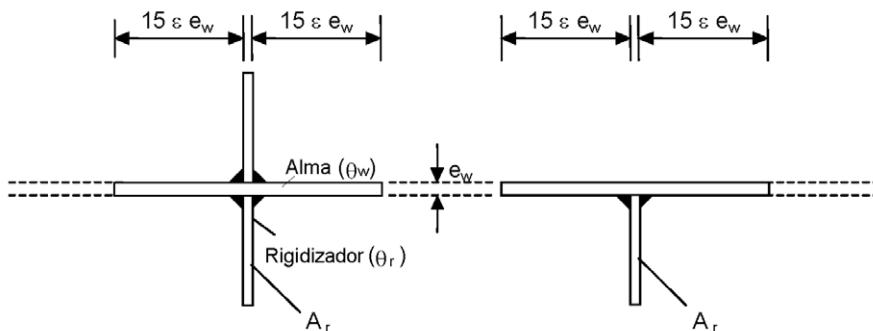


Figura A31.E.3 Rigidizador en un apoyo intermedio

E.4 Resistencia al esfuerzo cortante

(1) Los párrafos en el apartado 6.2.2 del Anexo 30 pueden utilizarse para comprobar la resistencia al esfuerzo cortante de las vigas de acero en situación de incendio, reemplazando E_a , f_{ay} y γ_a por $E_{a,\theta}$, f_{ay} y $\gamma_{M,fi,a}$ respectivamente, según se define en la tabla A31.3.2 y en el punto (1) del apartado 2.3.

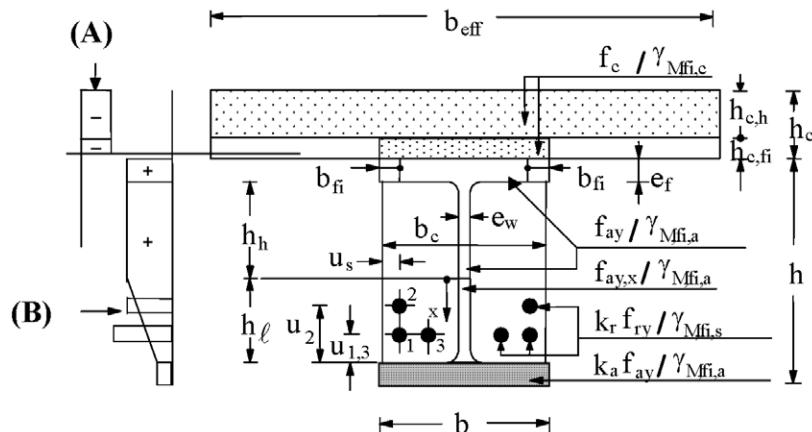
Apéndice F Modelo recomendado para el cálculo de los momentos resistentes negativos y positivos de una viga de acero parcialmente embebida, conectada a una losa de hormigón y expuesta al fuego por la cara inferior de la losa de hormigón de acuerdo con la curva normalizada tiempo-temperatura

F.1 Sección transversal reducida para el momento resistente positivo M_{fi,Rd^+}

(1) La sección de la losa de hormigón se reduce como se muestra en la figura A31.F.1, pero el valor de cálculo de la resistencia a compresión $f_c/\gamma_{Mfi,c}$ no varía en función de las clases de resistencia al fuego. Los valores de la reducción del espesor $h_{c,fi}$ de una losa de hormigón se indican en la tabla A31.F.1 para las diferentes clases de resistencia al fuego.

Tabla A31.F.1 Reducción del espesor $h_{c,fi}$ de la losa de hormigón

Resistencia al fuego normalizado	Reducción de la losa $h_{c,fi}$ [mm]
R 30	10
R 60	20
R 90	30
R 120	40
R 180	55



(A) Ejemplo de distribución de tensiones en hormigón

(B) Ejemplo de distribución de tensiones en acero

Figura A31.F.1 Esquema de cálculo para el momento resistente positivo

(2) Para otros sistemas de losa de hormigón se aplican las siguientes reglas:

- para chapas nervadas de acero trapezoidal (véase la figura A31.1.1) dispuestas transversalmente sobre la viga, la reducción del espesor $h_{c,fi}$ de la tabla A31.F.1 se puede aplicar a la cara superior del tablero de acero (figura A31.F.2 a),

- para chapas nervadas en cola de milano (véase la figura A31.1.1) dispuestas transversalmente sobre la viga, la reducción del espesor $h_{c,fi}$ de la tabla A31.F.1 se puede aplicar sobre la cara inferior del tablero de acero. Sin embargo, el valor $h_{c,fi}$ no puede ser menor que la altura del perfil del tablero (figura A31.F.2 b),
- cuando se utilizan planchas prefabricadas de hormigón, la reducción del espesor $h_{c,fi}$ de la tabla A31.1 se puede aplicar sobre la cara inferior de la plancha de hormigón, pero no puede ser menor que la altura de la junta, entre elementos prefabricados, incapaz de transmitir tensiones de compresión (figura A31.F.2 c),
- para chapas con perfil en cola de milano paralelo a la viga, la reducción del espesor $h_{c,fi}$ de la tabla A31.1 se puede aplicar sobre la cara inferior del tablero de acero,
- para chapas con perfil trapezoidal paralelo a la viga, la reducción del espesor $h_{c,fi}$ de la tabla A31.1 se puede aplicar sobre la altura eficaz de la losa h_{eff} (véase la figura A31.F.2 d), en que la altura eficaz de la losa h_{eff} se indica en las figuras A31.4.1 y en el apartado D.4.

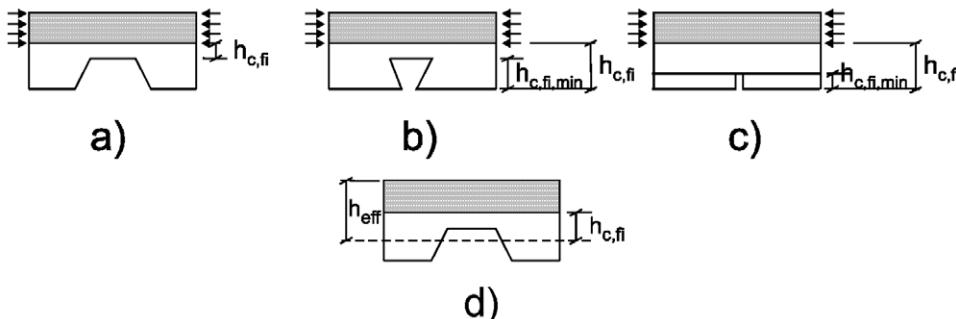


Figura A31.F.2 Reducción del espesor $h_{c,fi}$ para varios tipos de losas de hormigón

- (3) Se puede suponer que la temperatura θ_c de la capa de hormigón $h_{c,fi}$ situada directamente sobre el ala superior es 20 °C.
- (4) La anchura eficaz del ala superior del perfil ($b - 2b_{fi}$) varía en función de las clases de resistencia al fuego, pero el valor de cálculo del límite elástico del acero se toma igual a $f_{ay}/\gamma_{M,fi,a}$. Los valores de la reducción de la anchura del ala b_{fi} se indican en la tabla A31.F.2 para diferentes clases de comportamiento frente al fuego.

Tabla A31.F.2 Reducción de la anchura b_{fi} del ala superior

Resistencia al fuego normalizado	Reducción de la anchura b_{fi} del ala superior [mm]
R 30	$(e_f / 2) + (b - b_c)/2$
R 60	$(e_f / 2) + 10 + (b - b_c)/2$
R 90	$(e_f / 2) + 30 + (b - b_c)/2$
R 120	$(e_f / 2) + 40 + (b - b_c)/2$
R 180	$(e_f / 2) + 60 + (b - b_c)/2$

- (5) El alma se divide en dos partes, la parte superior h_h y la parte inferior h_e . Los valores de h_e se obtienen de la ecuación $h_e = a_1/b_c + a_2 e_w / (b_c h)$ para las diferentes clases de comportamiento frente al fuego. Los parámetros a_1 y a_2 se indican en la tabla A31.F.3 para $h/b_c \leq 1$ o $h/b_c \geq 2$.

La parte inferior h_e se obtiene directamente en la tabla A31.F.3 para $1 < h/b_c < 2$.

Tabla A31.F.3. Parte inferior del alma h_e [mm] y $h_{e,\min.}$ [mm], donde $h_{e,\max.}$ es igual a $(h - 2e_f)$

	Resistencia al fuego normalizado	a_1 [mm ²]	a_2 [mm ²]	$h_{e,\min.}$ [mm]
$h/b_c \leq 1$	R 30	3 600	0	20
	R 60	9 500	20 000	30
	R 90	14 000	160 000	40
	R 120	23 000	180 000	45
	R 180	35 000	400 000	55
$h/b_c \geq 2$	R 30	3 600	0	20
	R 60	9 500	0	30
	R 90	14 000	75 000	40
	R 120	23 000	110 000	45
	R 180	35 000	250 000	55
$1 < h/b_c < 2$	R 30	$h_e = 3 600/b_c$		20
	R 60	$h_e = 9 500/b_c + 20 000 (e_w/b_c h) (2 - h/b_c)$		30
	R 90	$h_e = 14 000/b_c + 75 000 (e_w/b_c h)$ + 85 000 (e_w/b_c h) (2 - h/b_c)		40
	R 120	$h_e = 23 000/b_c + 110 000 (e_w/b_c h)$ + 70 000 (e_w/b_c h) (2 - h/b_c)		45
	R 180	$h_e = 35 000/b_c + 250 000 (e_w/b_c h)$ + 150 000 (e_w/b_c h) (2 - h/b_c)		55

(6) La parte inferior h_e del alma siempre puede ser mayor o igual que el valor $h_{e,\min.}$ dado en la tabla A31.F.3.

(7) Para la parte superior h_h del alma, el valor de cálculo del límite elástico del acero se toma igual a $f_{ay}/\gamma_{M,f,a}$. Para la parte inferior h_e , el valor de cálculo del límite elástico depende de la distancia x medida desde el final de la parte superior del alma (véase la figura A31.F.1). El límite elástico reducido en h_e se puede obtener a partir de:

$$f_{ay,x} = f_{ay} \left[1 - x (1 - k_a) / h_e \right] \quad (\text{F.1})$$

donde:

k_a

es el coeficiente de reducción para el límite elástico del ala inferior dado en el punto (8). Esto lleva a un diagrama trapezoidal de la distribución de las tensiones en h_e .

(8) El área del ala inferior del perfil de acero no se modifica. Su límite elástico se reduce mediante el coeficiente k_a dado en la tabla A31.F.4. El coeficiente de reducción k_a está limitado por los valores máximo y mínimo dados en esta tabla.

Tabla A31.F.4 Coeficiente de reducción k_a del límite elástico del ala inferior, con $a_0 = (0,018 e_f + 0,7)$

Resistencia al fuego normalizado	Coeficiente de Reducción k_a	$k_{a,\text{mín.}}$	$k_{a,\text{máx.}}$
R 30	$[(1,12) - (84/b_c) + (h/22b_c)]a_0$	0,5	0,8
R 60	$[(0,21) - (26/b_c) + (h/24b_c)]a_0$	0,12	0,4
R 90	$[(0,12) - (17/b_c) + (h/38b_c)]a_0$	0,06	0,12
R 120	$[(0,1) - (15/b_c) + (h/40b_c)]a_0$	0,05	0,10
R 180	$[(0,03) - (3/b_c) + (h/50b_c)]a_0$	0,03	0,06

(9) El límite elástico de las armaduras pasivas se reduce con su temperatura. Su coeficiente de reducción k_r se indica en la tabla A31.F.5 y depende de la clase de resistencia al fuego y en la posición de las armaduras pasivas. El coeficiente de reducción k_r está limitado por los valores máximo y mínimo dados en esta tabla.

Tabla A31.F.5 Coeficiente de reducción k_r del límite elástico de las armaduras pasivas

Resistencia al fuego normalizado	$k_r = (ua_3 + a_4)a_5 / \sqrt{(A_m/V)}$			$k_{r,\text{mín.}}$	$k_{r,\text{máx.}}$
	a_3	a_4	a_5		
R 30	0,062	0,16	0,126	0,1	1
R 60	0,034	- 0,04	0,101		
R 90	0,026	- 0,154	0,090		
R 120	0,026	- 0,284	0,082		
R 180	0,024	- 0,562	0,076		

donde:

$$A_m = 2h + b_c \quad [\text{mm}]$$

$$V = h b_c \quad [\text{mm}^2]$$

$$u = 1/[(1/u_i) + (1/u_{si}) + 1/(b_c - e_w - u_{si})] \quad (\text{F.2})$$

donde:

u_i es la distancia [mm] desde el eje de la barra de las armaduras pasivas hasta el lado interior del ala; y

u_{si} es la distancia [mm] desde el eje de la barra de las armaduras pasivas hasta el borde exterior del hormigón (véase la figura A31.F.1).

(10) El recubrimiento de las armaduras pasivas con hormigón debería ser conforme con el apartado 5.1.

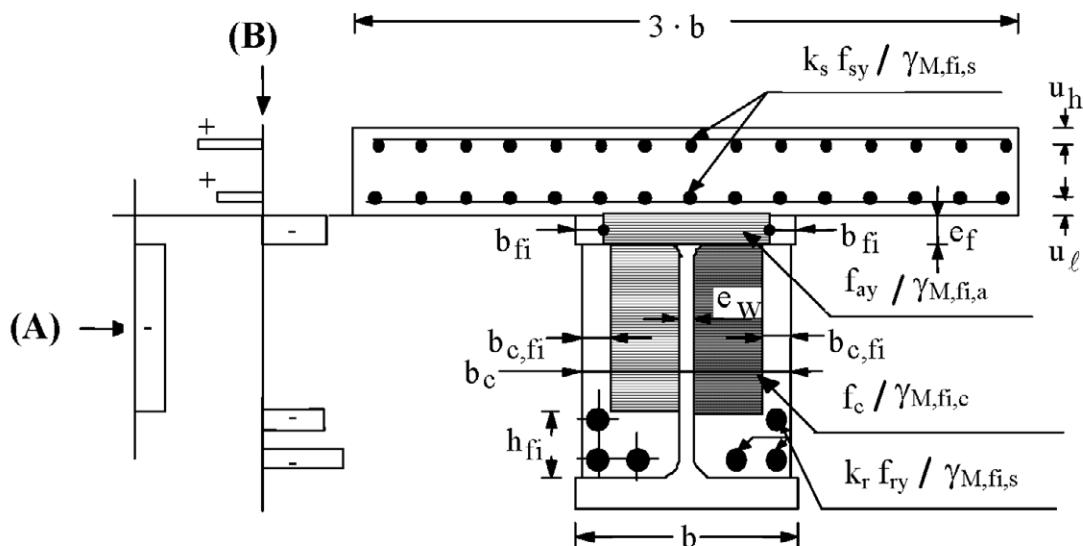
(11) La resistencia a cortante del alma de acero puede comprobarse usando la distribución de los valores de cálculo del límite elástico de acuerdo con el punto (7). Si $V_{fi,Sd} \geq 0,5 V_{fi,pl,Rd}$ se puede considerar la resistencia del hormigón armado.

F.2 Sección transversal reducida para el momento resistente negativo M_{fi,Rd^-}

(1) El límite elástico de las armaduras pasivas en la losa se multiplica por un coeficiente de reducción k_s dado en la tabla A31.F.6, y depende de la clase de comportamiento frente al fuego y de la posición de las armaduras pasivas. El coeficiente de reducción k_s viene limitado por los valores mínimo y máximo dados en esta tabla.

Tabla A31.F.6 Coeficiente de reducción k_s del límite elástico de las armaduras pasivas en la losa de hormigón con u , distancia [mm] desde el eje de la armadura pasiva hasta el borde de la losa, igual a u_ℓ o $(h_c - u_h)$ (véase la figura A31.F.3)

Resistencia al fuego normalizado	Coeficiente de reducción k_s	$k_{s,\min.}$	$k_{s,\max.}$
R 30	1	0	1
R 60	$(0,022 u) + 0,34$		
R 90	$(0,0275 u) - 0,1$		
R 120	$(0,022 u) - 0,2$		
R 180	$(0,018 u) - 0,26$		



(A) Ejemplo de la distribución de tensiones en el hormigón

(B) Ejemplo de la distribución de tensiones en el acero

Figura A31.F.3 Esquema de cálculo para el momento resistente negativo

(2) Se aplica el punto (4) del apartado F.1 para el ala superior del perfil.

(3) La sección transversal de hormigón entre las alas se reduce como se muestra en la figura A31.F.3, pero el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón $f_c/\gamma_{M,fi,c}$ no varía en función de la clase de comportamiento frente al fuego. Los valores de la reducción de la anchura $b_{c,fi}$ y de la reducción de la altura $h_{c,fi}$ del hormigón embebido se indican en la tabla A31.F.7. Las reducciones de anchura y de altura están limitadas por los valores mínimos dados en esta tabla.

Tabla A31.F.7 Reducción de la sección transversal del hormigón embebido entre las alas

Resistencia al fuego normalizado	h_{fi} [mm]	$h_{fi,mín.}$ [mm]	$b_{c,fi}$ [mm]	$b_{c,fi,mín.}$ [mm]
R 30	25	25	25	25
R 60	$165 - (0,4b_c) - 8 (h/b_c)$	30	$60 - (0,15b_c)$	30
R 90	$220 - (0,5b_c) - 8 (h/b_c)$	45	$70 - (0,1b_c)$	35
R 120	$290 - (0,6b_c) - 10 (h/b_c)$	55	$75 - (0,1b_c)$	45
R 180	$360 - (0,7b_c) - 10 (h/b_c)$	65	$85 - (0,1b_c)$	55

- (4) Se aplica el punto (9) del apartado F.1 para las armaduras pasivas situadas en el hormigón del perfil parcialmente embebido.
- (5) El recubrimiento del hormigón de las armaduras pasivas debería ser conforme con el apartado 5.1.
- (6) En las áreas con momento flector negativo, se supone que la resistencia a cortante se transmite por el alma de acero, la cual se desprecia en el cálculo del momento resistente negativo.
- (7) La resistencia a cortante del alma de acero puede comprobarse usando la distribución de los valores de cálculo del límite elástico de acuerdo con el punto (7) del apartado F.1.

F.3 Campo de aplicación

- (1) La altura h del perfil b_c y el área $h \cdot b_c$ deberían ser, al menos, iguales a los valores mínimos dados en la tabla A31.F.8.

NOTA: El símbolo b_c es el valor mínimo bien de la anchura b del ala inferior, o bien de la anchura de la parte de hormigón entre las alas, incluyendo el espesor e_w del alma (véase la figura A31.F.1).

Tabla A31.F.8 Dimensiones mínimas de la sección transversal

Resistencia al fuego normalizado	Altura mínima del perfil h y anchura mínima b_c [mm]	Superficie mínima $h \cdot b_c$ [mm ²]
R30	120	17500
R60	150	24000
R90	170	35000
R120	200	50000
R180	250	80000

- (2) El espesor del ala e_f debería ser menor que la altura h del perfil dividida por ocho.

Apéndice G Modelo recomendado de cálculo por suma ponderada de la resistencia al fuego de los pilares mixtos con secciones de acero parcialmente embebidas, expuestos al fuego alrededor de todo el pilar según la curva normalizada tiempo-temperatura, en el caso de flexión respecto al eje débil.

G.1 Introducción

(1) Este modelo de cálculo se basa en los principios y reglas indicados en el apartado 4.3.5.1, pero se ha desarrollado solo para flexiones alrededor del eje, Z tal que:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z N_{fi,pl,Rd} \quad (G.1)$$

(2) Para la obtención del valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil $N_{fi,pl,Rd}$ y de la rigidez eficaz a flexión (EI)_{fi,eff,z} en la situación de incendio, la sección transversal se divide en cuatro componentes:

- las alas del perfil de acero,
- el alma del perfil de acero,
- el hormigón entre los perfiles, y
- las armaduras pasivas.

(3) Cada componente se puede evaluar en base a una resistencia característica reducida, un módulo de elasticidad reducido y una sección transversal reducida en función de la resistencia al fuego normalizado R30, R60, R90 y R120.

(4) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil y la rigidez eficaz a flexión de la sección transversal pueden obtenerse, de acuerdo con los puntos (4) y (5) del apartado 4.3.5.1, mediante una suma ponderada de los valores correspondientes de los cuatro componentes.

(5) Las propiedades de resistencia y deformación del acero y del hormigón a elevadas temperaturas cumplen con los principios y reglas correspondientes de los apartados 3.1 y 3.2.

G.2 Alas del perfil de acero

(1) La temperatura media del ala se puede obtener a partir de:

$$\theta_{ft} = \theta_{0,t} + k_t (A_m/V) \quad (G.2)$$

donde:

t es la duración en minutos de la exposición al fuego

A_m/V es el factor de forma en m^{-1} , con $A_m = 2(h+b)$ en [m] y $V = h \cdot b$ en [m^2]

$\theta_{0,t}$ es la temperatura en °C indicada en la tabla A31.G.1

k_t es un coeficiente empírico dado en la tabla A31.G.1.

Tabla A31.G.1 Parámetros para la temperatura del ala

Resistencia al fuego normalizado	$\theta_{o,t}$ [°C]	k_t [m°C]
R30	550	9,65
R60	680	9,55
R90	805	6,15
R120	900	4,65

(2) Para la temperatura $\theta = \theta_{t,t}$, el nivel máximo de tensiones y el módulo de elasticidad correspondientes se obtienen de:

$$f_{ay,f,t} = f_{ay,f} k_{y,\theta} \quad y \quad (G.3)$$

$$E_{a,f,t} = E_{a,f} k_{E,\theta} \quad \text{con } k_{y,\theta} \text{ y } k_{E,\theta}, \text{ según la tabla A31.3.2 del apartado 3.2.1(G.4)}$$

(3) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil y la rigidez a flexión de las dos alas del perfil de acero en la situación de incendio se obtienen de:

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2(b_e f_{ay,f,t}) / \gamma_{M,fi,a} \quad y \quad (G.5)$$

$$(EI)_{fi,f,z} = E_{a,f,t} (e_f b^3) / 6 \quad (G.6)$$

G.3 Alma del perfil de acero

(1) Puede despreciarse una parte del alma con altura $h_{w,fi}$, que comienza en el borde interno del ala (véase la figura A31.G.1). Esta parte se obtiene de:

$$h_{w,fi} = 0,5(h - 2e_f) \left(1 - \sqrt{1 - 0,16(H_t/h)}\right) \quad (G.7)$$

donde H_t se obtiene de la tabla A31.G.2.

Tabla A31.G.2 Parámetro de reducción de la altura del alma

Resistencia al fuego normalizado	H_t [mm]
R 30	350
R 60	770
R 90	1100
R 120	1250

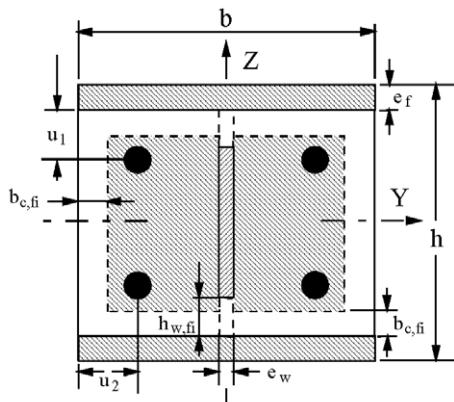


Figura A31.G.1 Sección transversal reducida para el cálculo de estructuras sometidas al fuego

(2) El máximo nivel de tensión se obtiene de:

$$f_{ay,w,t} = f_{ay,w} \sqrt{1 - (0,16H_t/h)} \quad (\text{G.8})$$

(3) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axial y la rigidez a flexión del alma del perfil de acero en la situación de incendio obtienen de:

$$N_{fi,pl,Rd,w} = \left[e_w (h - 2e_f - 2h_{w,fi}) f_{ay,w,t} \right] / \gamma_{M,fi,a} \quad (\text{G.9})$$

$$(EI)_{fi,w,z} = \left[E_{a,w} (h - 2e_f - 2h_{w,fi}) e_w^3 \right] / 12 \quad (\text{G.10})$$

G.4 Hormigón

(1) Se puede despreciar en el cálculo una capa exterior de hormigón de espesor $b_{c,fi}$ (véase la figura A31.G.1). El espesor $b_{c,fi}$ viene dado en la tabla A31.G.3, siendo A_m/V , dado en m^{-1} , el factor de forma de toda la sección transversal mixta.

Tabla A31.G.3 Reducción del espesor de la zona de hormigón

Resistencia al fuego normalizado	$b_{c,fi}$ [mm]
R 30	4,0
R 60	15,0
R 90	$0,5 (A_m/V) + 22,5$
R 120	$2,0 (A_m/V) + 24,0$

(3) La temperatura media en el hormigón $\theta_{c,t}$ se indica en la tabla A31.G.4 en función del factor de forma A_m/V de toda la sección transversal mixta y de las clases de resistencia al fuego normalizado.

Tabla A31.G.4 Temperatura media del hormigón

R30		R60		R90		R120	
A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]						
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
—	—	50	600	33	600	23	600
—	—	—	—	54	800	38	800
—	—	—	—	—	—	41	900
—	—	—	—	—	—	43	1000

(3) Para la temperatura $\theta = \theta_{c,t}$ el módulo secante del hormigón se obtiene de:

$$E_{c,sec,\theta} = f_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta} = f_c k_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta} \quad \text{con } k_{c,\theta} \text{ y } \varepsilon_{cu,\theta} \text{ según la tabla A31.3.3 del apartado 3.2.2} \quad (\text{G.11})$$

(4) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axial y la rigidez a flexión del hormigón en la situación de incendio se obtienen de:

$$N_{fi,pl,Rd,c} = 0,86 \left\{ \left((h - 2e_f - 2b_{c,fi})(b - e_w - 2b_{c,fi}) \right) - A_s \right\} f_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c} \quad (\text{G.12})$$

donde A_s es la sección transversal de las armaduras pasivas, y 0,86 es un coeficiente de calibración.

$$(EI)_{fi,c,z} = E_{c,sec,\theta} \left[\left\{ (h - 2e_f - 2b_{c,fi}) \left((b - 2b_{c,fi})^3 - e_w^3 \right) / 12 \right\} - I_{s,z} \right] \quad (\text{G.13})$$

donde $I_{s,z}$ es el momento inercia de las armaduras pasivas respecto al eje principal de inercia Z de la sección transversal mixta.

G.5 Barras para armaduras pasivas

(1) El coeficiente de reducción $k_{y,t}$ del límite elástico y el coeficiente de reducción $k_{E,t}$ del módulo de elasticidad de las armaduras pasivas se definen en función de la resistencia al fuego normalizado y la media geométrica u de las distancias desde el eje de la armadura pasiva a las caras externas del hormigón (véanse las tablas A31.G.5 y A31.G.6).

Tabla A31.G.5 Coeficiente de reducción $k_{y,t}$ para el límite elástico f_{sy} de las armaduras pasivas

Resistencia al fuego normalizado	u [mm]				
	40	45	50	55	60
R30	1	1	1	1	1
R60	0,789	0,883	0,976	1	1
R90	0,314	0,434	0,572	0,696	0,822
R120	0,170	0,223	0,288	0,367	0,436

Tabla A31.G.6 Coeficiente de reducción $k_{E,t}$ del módulo de elasticidad E_s de las armaduras pasivas

Resistencia al fuego normalizado	u [mm]				
	40	45	50	55	60
R30	0,830	0,865	0,888	0,914	0,935
R60	0,604	0,647	0,689	0,729	0,763
R90	0,193	0,283	0,406	0,522	0,619
R120	0,110	0,128	0,173	0,233	0,285

(2) La media geométrica u de las distancias u_1 y u_2 se obtiene de:

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2} \quad (\text{G.14})$$

donde:

u_1 es la distancia entre la barra exterior de la armadura pasiva y el borde interno del ala [mm]

u_2 es la distancia entre la barra exterior de la armadura pasiva y la superficie del hormigón. [mm]

NOTA: Si $(u_1 - u_2) > 10$ mm, entonces $u = \sqrt{u_2(u_2 + 10)}$;

o si $(u_2 - u_1) > 10$ mm, entonces $u = \sqrt{u_1(u_1 + 10)}$

(3) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil y la rigidez a flexión de las armaduras pasivas en la situación de incendio se obtienen a partir de:

$$N_{fi,pl,Rds} = A_s k_{y,t} f_{sy} / \gamma_{M,fi,s} \quad (\text{G.15})$$

$$(EI)_{fi,s,z} = k_{E,t} E_s I_{s,z} \quad (\text{G.16})$$

G.6 Cálculo de la carga axil de pandeo a temperaturas elevadas

(1) El valor de cálculo de la resistencia plástica a compresión axil y la rigidez eficaz a flexión de la sección transversal en la situación de incendio se obtienen, de acuerdo con el punto (4) del apartado

G.1, a partir de:

$$N_{fi,pl,Rd} = N_{fi,pl,Rdf} + N_{fi,pl,Rdw} + N_{fi,pl,Rdc} + N_{fi,pl,Rds} \quad (G.17)$$

$$(EI)_{fi,eff,z} = \varphi_{f,\theta} (EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,\theta} (EI)_{fi,w,z} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{fi,s,z} \quad (G.18)$$

donde $\varphi_{i,\theta}$ es un coeficiente de reducción que depende del efecto de las tensiones térmicas. Los valores de $\varphi_{i,\theta}$ se indican en la tabla A31.G.7.

Tabla A31.G.7 Coeficientes de reducción de la rigidez a flexión

Resistencia al fuego normalizado	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
R30	1,0	1,0	0,8	1,0
R60	0,9	1,0	0,8	0,9
R90	0,8	1,0	0,8	0,8
R120	1,0	1,0	0,8	1,0

(2) La carga de pandeo de Euler o carga crítica elástica es:

$$N_{fi,cr,z} = \pi^2 (EI)_{fi,eff,z} / \ell_0^2 \quad (G.19)$$

donde:

ℓ_0 es la longitud de pandeo del pilar en la situación de incendio.

(3) La esbeltez relativa adimensional se obtiene de:

$$\bar{\lambda}_0 = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr,z}} \quad (G.20)$$

donde:

$N_{fi,pl,R}$ es el valor de $N_{fi,pl,Rd}$ de acuerdo con el punto (1) cuando los coeficientes $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,c}$ y $\gamma_{M,fi,s}$ se toman como 1,0.

(4) Usando $\bar{\lambda}_0$ y la curva de pandeo c del Anejo 22, puede calcularse el coeficiente de reducción χ_z y el valor de cálculo de la carga axial de pandeo se obtiene de:

$$N_{fi,Rdz} = \chi_z N_{fi,pl,Rd} \quad (G.21)$$

(5) Los valores de cálculo de la resistencia de los elementos a compresión axial o de las cargas axiles de pandeo $N_{fi,Rdz}$ se muestran en las figuras A31.G.2 y A31.G.3 como función de la longitud de pandeo ℓ_0 para perfiles de la serie HEA, tipo del perfil de acero S355, hormigón de resistencia característica f_{ck} 40 N/mm², tipo de las armaduras pasivas B500, y para las clases de resistencia al fuego normalizado R60, R90 y R120.

Estas gráficas se basan en los coeficientes parciales de seguridad $\gamma_{M,fi,a} = \gamma_{M,fi,s} = \gamma_{M,fi,c} = 1,0$.

G.7 Cargas excéntricas

(1) Para un pilar sometido a una excentricidad de la carga δ , el valor de cálculo de la carga de pandeo $N_{fi,Rd,\delta}$ puede obtenerse de:

$$N_{fi,Rd,\delta} = N_{fi,Rd} \left(N_{Rd,\delta} / N_{Rd} \right) \quad (\text{G.22})$$

donde:

N_{Rd} y $N_{Rd,\delta}$ representan la carga axil de pandeo y la carga de pandeo en caso de una carga excéntrica, calculadas conforme al Anejo 30, a temperatura de proyecto normal.

(2) El punto de aplicación de la carga excéntrica permanece dentro de la sección transversal mixta del pilar.

G.8 Campo de aplicación

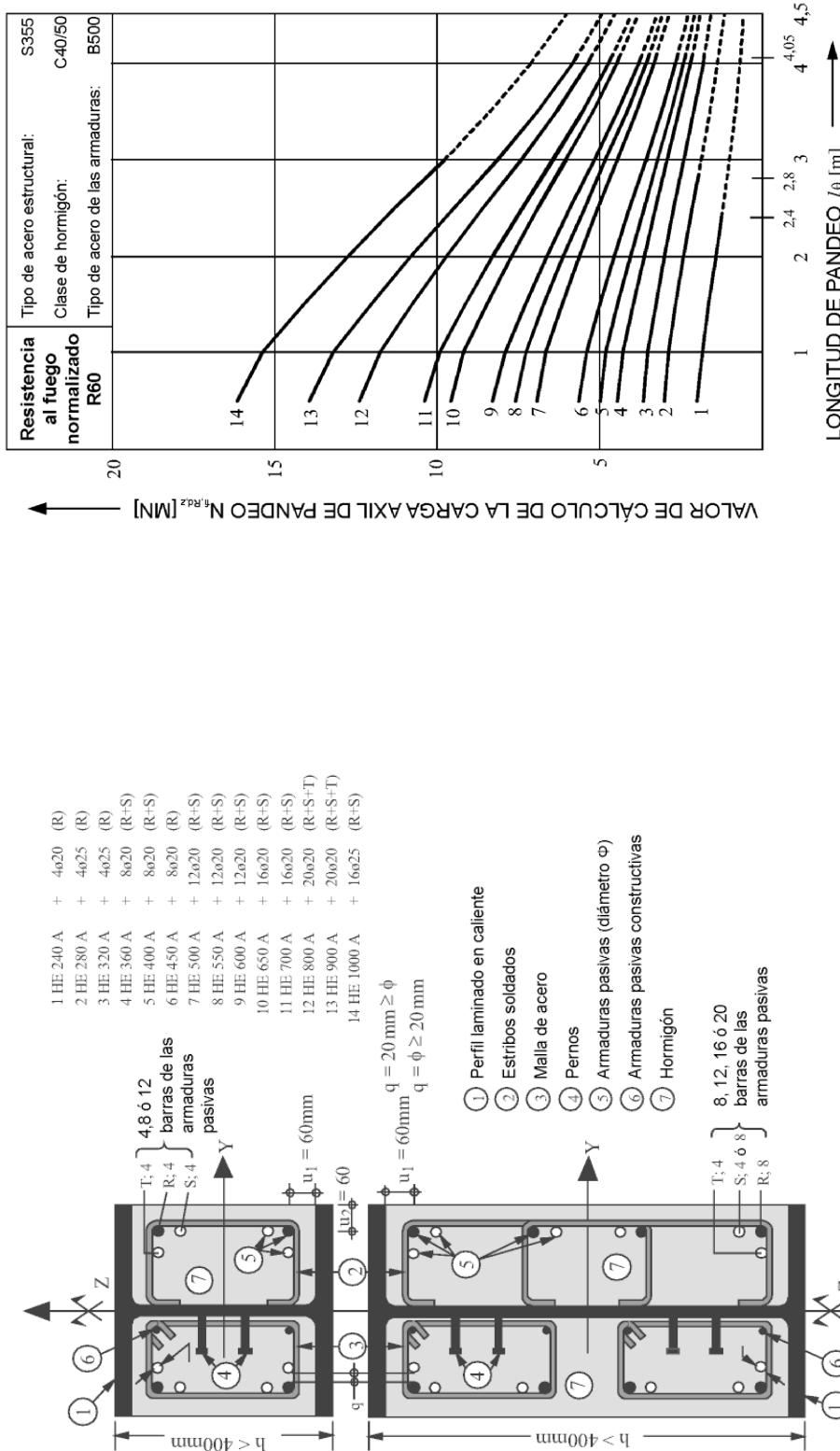
(1) Este modelo de cálculo solo puede aplicarse bajo las siguientes condiciones:

longitud de pandeo l_θ	\leq	13,5b		
230 mm	\leq	altura de la sección transversal h	\leq	1100 mm
230 mm	\leq	anchura de la sección transversal b	\leq	500 mm
1%	\leq	porcentaje de acero para armaduras pasivas	\leq	6%
		resistencia al fuego normalizado	\leq	120 min

(2) Además de lo indicado en el punto (1), las dimensiones b y h de la sección transversal mínimas debería limitarse a 300 mm para las clases de resistencia al fuego R90 y R120.

(3) En este modelo de cálculo la longitud máxima de pandeo l_θ debería limitarse a 10b en las siguientes situaciones:

- para R60, si $230 \text{ mm} \leq b < 300 \text{ mm}$ o si $h/b > 3$; y
- para R90 y R120, si $h/b > 3$.



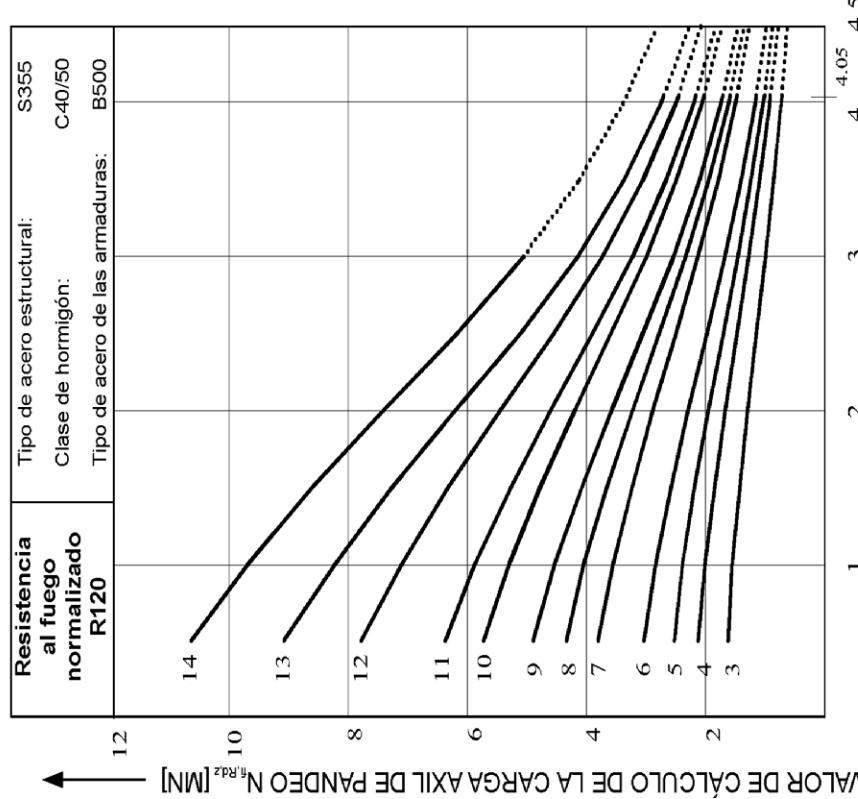


Figura A31.G.3.c Cargas de pandeo de secciones de acero parcialmente embebidas, para R120

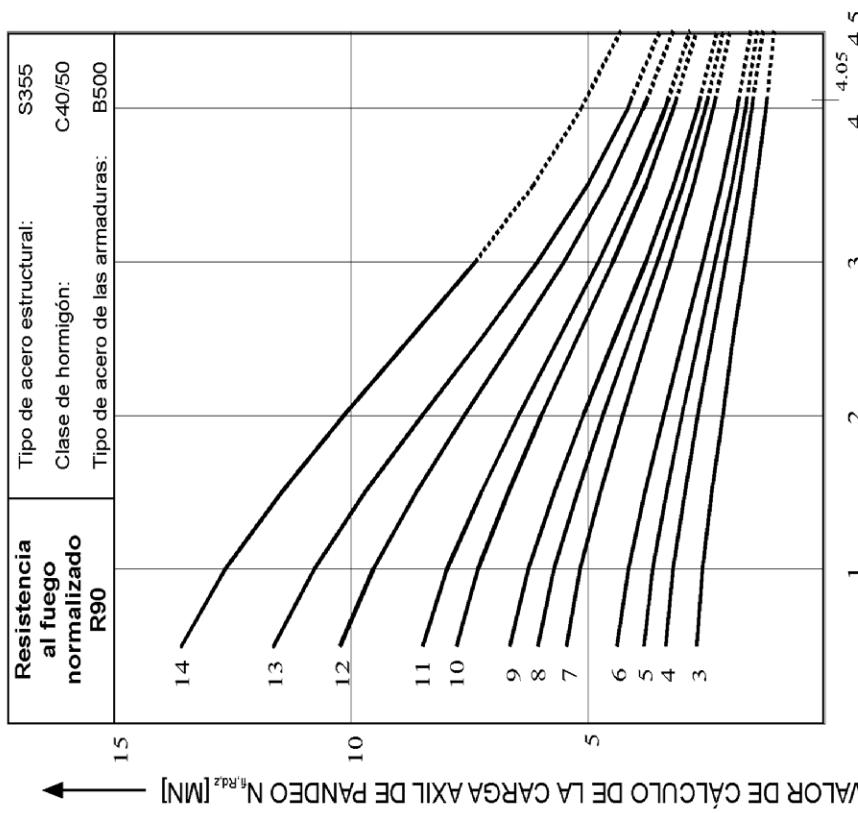


Figura A31.G.3.b Cargas de pandeo de secciones de acero parcialmente embebidas, para R90

Apéndice H Método recomendado de cálculo para perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón expuestos al fuego

Para el cálculo de forma simplificada de la resistencia al fuego de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón se puede utilizar el método simplificado descrito en el apartado 4.3.5.1 de este anexo. Este método es válido para columnas expuestas a una curva de fuego normalizada tiempo-temperatura de forma uniforme en todas sus caras.

- (1) Los métodos simplificados son válidos solo para el diseño de pilares en pórticos arriostrados. Los modelos deben incluir el cálculo de las temperaturas θ_i , con los cuales se realiza la evaluación de la resistencia a compresión y la rigidez a flexión de la columna mixta.
- (2) Para el cálculo de los pilares sometidos a carga centrada se deben utilizar las ecuaciones (4.12) a (4.16) de este anexo.
- (3) Para el cálculo de columnas sometidas a una carga con excentricidad, δ , la carga de pandeo en situación de incendio $N_{fi,Rd,\delta}$ se puede obtener corrigiendo el método descrito anteriormente para carga centrada con unos coeficientes φ_s y φ_δ dados en las siguientes figuras:

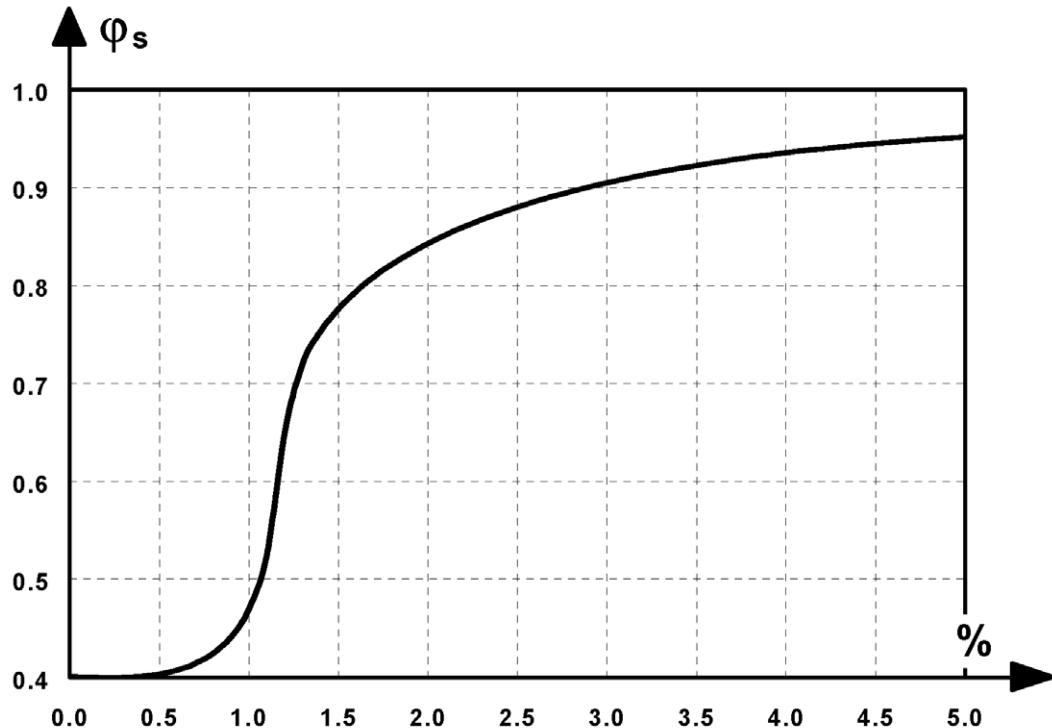


Figura A31.H.1 Coeficiente de corrección φ_s en función del porcentaje de armado

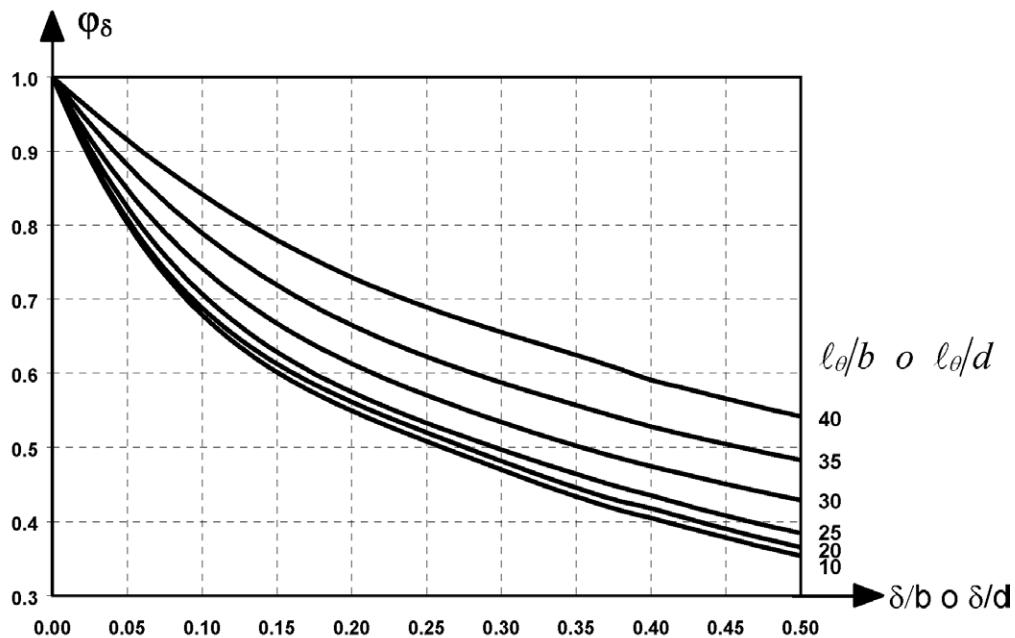


Figura A31.H.2 Coeficiente de corrección φ_δ en función de la excentricidad δ

NOTA 1: Los valores de los coeficientes de reducción φ_i,θ de este anexo son característicos para cada modelo de diseño y dependen de la curva de pandeo empleada en el modelo y de las temperaturas θ asumidas para la sección de acero, las armaduras y el hormigón.

NOTA 2: Los factores de reducción φ_i,θ se deben calibrar con la ayuda de la resistencia a compresión obtenida en ensayos experimentales a fuego similares. Para ello se debe utilizar la distribución de temperaturas propuesta anteriormente en el cálculo $N_{fi,pl,R}$ y $(EI)_{fi,e,eff}$ y las propiedades de los materiales según los apartados 3.2.1, 3.2.2 y 3.2.3 de este anexo.

Apéndice I Recomendaciones para la planificación y evaluación de los modelos experimentales

I.1 Introducción

- (1) Los resultados de los ensayos pueden usarse para comprobar el comportamiento frente al fuego de los elementos estructurales, partes de una estructura o estructuras completas si provienen de ensayos realizados de forma adecuada.
- (2) Los ensayos pueden considerar una de las posibles acciones térmicas de la reglamentación específica vigente.
- (3) Los resultados de ensayos pueden conducir a una evaluación global de la resistencia al fuego de una estructura o de una parte de ella.
- (4) Los ensayos pueden tener en cuenta las condiciones de calentamiento que tiene lugar en un incendio y las acciones mecánicas adecuadas. El resultado es el tiempo durante el que la estructura mantiene su resistencia a la acción combinada de fuego y cargas estáticas.
- (5) Los resultados de los ensayos pueden conducir a informaciones parciales más precisas respecto a una o varias etapas de los modelos de cálculo antes mencionados.
- (6) Una información parcial puede ser referente al aislamiento térmico de una losa, el campo de temperaturas en un perfil o el tipo de fallo de un elemento estructural.
- (7) Los ensayos solo pueden llevarse a cabo tras mínimo de 5 meses después del hormigonado.

I.2 Ensayo para una evaluación global

- (1) El cálculo de la probeta ensayada y las acciones mecánicas aplicadas pueden reflejar las condiciones de uso.
- (2) Los ensayos realizados sobre la base del incendio normalizado de acuerdo con reglamentación específica vigente, pueden considerarse que cumplen la regla antes mencionada.
- (3) Los resultados obtenidos solo pueden utilizarse para las condiciones específicas del ensayo, y dentro del campo de aplicación acordado en la reglamentación específica vigente.

I.3 Ensayo para la información parcial

- (1) La probeta ensayada puede diseñarse según el tipo de información parcial esperada.
- (2) Las condiciones de ensayo pueden diferir de las condiciones de uso del elemento estructural, si esto no tiene influencia sobre la información parcial a obtener.
- (3) El uso de información parcial obtenida mediante ensayos se limita a los mismos parámetros relevantes que los estudiados durante el ensayo.
- (4) Respecto a la transferencia térmica, los resultados son válidos para el mismo tamaño de sección transversal del elemento y las mismas condiciones de calentamiento.
- (5) Respecto al mecanismo de fallo, los resultados son válidos para el mismo dimensionamiento de la estructura, o de parte de la misma, para las mismas condiciones de contorno y los mismos niveles de carga.
- (6) Los resultados de los ensayos obtenidos siguiendo las reglas anteriormente citadas se pueden utilizar en lugar de la información obtenida de los modelos de cálculo de los apartados 4.2, 4.3 y 4.4.

ANEJO 32

Proyecto de estructuras mixtas hormigón-acero. Reglas para puentes

Contenido

1 GENERALIDADES.

- 1.1 ALCANCE DEL ANEJO.
- 1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA.
- 1.3 HIPÓTESIS.
- 1.5 TÉRMINOS Y DEFINICIONES.
 - 1.5.1 Generalidades.
 - 1.5.2 Términos y definiciones adicionales empleados en esta norma.
 - 1.5.2.1 Elemento mixto.
 - 1.5.2.2 Conectadores.
 - 1.5.2.3 Acción mixta.
 - 1.5.2.4 Viga mixta.
 - 1.5.2.5 Pilar mixto.
 - 1.5.2.6 Losa mixta.
 - 1.5.2.7 Pórtico mixto.
 - 1.5.2.8 Unión mixta.
 - 1.5.2.9 Estructura o elemento apeado.
 - 1.5.2.10 Estructura o elemento no apeado.
 - 1.5.2.11 Rigidez a flexión no fisurada.
 - 1.5.2.12 Rigidez a flexión fisurada.
 - 1.5.2.13 Pretensado.
 - 1.5.2.14 Tablero con vigas de acero embebidas.
 - 1.5.2.15 Placa mixta.
- 1.6 NOTACIÓN.

2 BASES DE CÁLCULO.

- 2.1 REQUISITOS.
- 2.2 PRINCIPIOS DEL CÁLCULO EN ESTADO LÍMITE.
- 2.3 VARIABLES BÁSICAS.
 - 2.3.1 Acciones y condiciones ambientales.
 - 2.3.2 Propiedades de los materiales y productos.
 - 2.3.3 Clasificación de las acciones.
- 2.4 COMPROBACIÓN POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES.
 - 2.4.1 Valores de cálculo.
 - 2.4.1.1 Valores de cálculo de las acciones.
 - 2.4.1.2 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales o productos.
 - 2.4.1.3 Valores de cálculo de los parámetros geométricos.
 - 2.4.1.4 Resistencias de cálculo.
 - 2.4.2 Combinación de acciones.
 - 2.4.3 Comprobación del equilibrio estático (EQU).

3 MATERIALES.

- 3.1 HORMIGÓN.
- 3.2 ACERO PARA ARMADURA PASIVA PARA PUENTES.
- 3.3 ACERO ESTRUCTURAL PARA PUENTES.
- 3.4 DISPOSITIVOS DE CONEXIÓN.
 - 3.4.1 Generalidades.
 - 3.4.2 Pernos conectadores.
- 3.5 ACERO Y DISPOSITIVOS DE PRETENSADO.
- 3.6 CABLES Y TIRANTES DE ACERO.

4 DURABILIDAD.

- 4.1 GENERALIDADES.
- 4.2 PROTECCIÓN FRENTE A LA CORROSIÓN EN EL CONTACTO HORMIGÓN-ACERO EN PUENTES.

5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

5.1 MODELOS ESTRUCTURALES PARA EL ANÁLISIS.

- 5.1.1 Modelos estructurales e hipótesis básicas.
- 5.1.2 Modelos para las uniones.
- 5.1.3 Interacción suelo-estructura.

5.2 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL.

- 5.2.1 Efectos de la geometría deformada de la estructura.
- 5.2.2 Métodos de análisis para puentes.

5.3 IMPERFECCIONES.

- 5.3.1 Bases.
- 5.3.2 Imperfecciones para puentes.

5.4 CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES.

5.4.1 Método de análisis global.

- 5.4.1.1 Generalidades.
- 5.4.1.2 Ancho eficaz de las alas para arrastre por cortante.

5.4.2 Análisis elástico lineal.

- 5.4.2.1 Generalidades.
- 5.4.2.2 Retracción y fluencia.
- 5.4.2.3 Efectos de la fisuración del hormigón.
- 5.4.2.4 Fases y proceso constructivo.
- 5.4.2.5 Efectos térmicos.
- 5.4.2.6 Pretensado por deformaciones impuestas controladas.
- 5.4.2.7 Pretensado mediante tendones.
- 5.4.2.8 Elementos a tracción en puentes mixtos.
- 5.4.2.9 Tableros de puentes con vigas de acero embebidas.

5.4.3 Análisis global no lineal para puentes.

5.4.4 Combinación de efectos de acciones globales y locales.

5.5 CLASIFICACIÓN DE SECCIONES TRANSVERSALES.

- 5.5.1 Generalidades.
- 5.5.2 Clasificación de secciones mixtas no embebidas en hormigón.
- 5.5.3 Clasificación de secciones para puentes con tablero de vigas de acero embebidas.⁴

6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.

6.1 VIGAS.

- 6.1.1 Vigas en puentes. Generalidades.
- 6.1.2 Ancho eficaz para la comprobación de secciones transversales.

6.2 RESISTENCIA DE SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS.

6.2.1 Resistencia a flexión.

- 6.2.1.1 Generalidades.
- 6.2.1.2 Momento plástico resistente M_{pl} , MM de una sección mixta.
- 6.2.1.3 Reglas adicionales para vigas en puentes.
- 6.2.1.4 Resistencia a flexión no lineal.
- 6.2.1.5 Resistencia elástica a flexión.

6.2.2 Resistencia a cortante vertical.

- 6.2.2.1 Alcance.⁴⁹
- 6.2.2.2 Resistencia plástica a cortante vertical.
- 6.2.2.3 Resistencia a abolladura por cortante.
- 6.2.2.4 Flexión y cortante vertical.
- 6.2.2.5 Reglas adicionales para vigas de puentes.

6.3 TABLEROS CON VIGAS DE ACERO EMBEBIDAS.

- 6.3.1 Alcance.
- 6.3.2 Generalidades.
- 6.3.3 Momentos flectores.
- 6.3.4 Cortante vertical.
- 6.3.5 Resistencia y estabilidad de las vigas de acero durante la ejecución.

- 6.4 PANDEO LATERAL POR TORSIÓN EN VIGAS MIXTAS.³
- 6.4.1 Generalidades.³
 - 6.4.2 Vigas en puentes con secciones transversales de canto constante de Clase 1, 2 o 3.
 - 6.4.3 Métodos generales para pandeo de elementos y pórticos.
 - 6.4.3.1 Método general.
 - 6.4.3.2 Método simplificado.
- 6.5 ESFUERZOS TRANSVERSALES EN LAS ALMAS.
- 6.5.1 Generalidades.
 - 6.5.2 Pandeo inducido en el alma por las alas.
- 6.6 CONEXIÓN A RASANTE.
- 6.6.1 Generalidades.
 - 6.6.1.1 Bases de cálculo.
 - 6.6.1.2 Estados Límite Últimos distintos del de fatiga.
 - 6.6.2 Esfuerzo rasante en vigas para puentes.
 - 6.6.2.1 Vigas en las que se utilice la teoría elástica o no lineal para la resistencia de las secciones transversales.
 - 6.6.2.2 Vigas en puentes con secciones transversales de Clase 1 o 2.
 - 6.6.2.3 Efectos locales del esfuerzo rasante concentrado debido a la introducción de esfuerzos longitudinales.
 - 6.6.2.4 Efectos locales de los esfuerzos rasantes concentrados en cambios bruscos de sección transversal.
 - 6.6.3 Pernos conectadores en losas macizas y hormigón de revestimiento.
 - 6.6.3.1 Resistencia de cálculo.
 - 6.6.3.2 Influencia de la tracción en la resistencia a rasante.
 - 6.6.4 Pernos con cabeza que producen rotura en la dirección del espesor de la losa.
 - 6.6.5 Definición de los detalles constructivos de la conexión a rasante e influencia de la ejecución.¹
 - 6.6.5.1 Resistencia a la separación.
 - 6.6.5.2 Recubrimiento y hormigonado de puentes.
 - 6.6.5.3 Armadura local de la losa.
 - 6.6.5.4 Nervios distintos de los constituidos por chapa nervada.
 - 6.6.5.5 Separación de los conectadores.
 - 6.6.5.6 Dimensiones del ala de acero.
 - 6.6.5.7 Pernos conectadores con cabeza.
 - 6.6.6 Rasante en losas de hormigón.
 - 6.6.6.1 Generalidades.
 - 6.6.6.2 Resistencia a rasante de cálculo.
 - 6.6.6.3 Armadura transversal mínima.
- 6.7 PILARES MIXTOS Y ELEMENTOS MIXTOS A COMPRESIÓN.
- 6.7.1 Generalidades.
 - 6.7.2 Método general de cálculo.
 - 6.7.3 Método simplificado de cálculo.
 - 6.7.3.1 Generalidades y alcance.
 - 6.7.3.2 Resistencia de las secciones transversales.
 - 6.7.3.3 Resistencia a flexión efectiva, coeficiente de contribución del acero y esbeltez relativa.
 - 6.7.3.4 Métodos de análisis e imperfecciones de los elementos.
 - 6.7.3.5 Resistencia de elementos comprimidos.
 - 6.7.3.6 Resistencia de los elementos de flexión compuesta.
 - 6.7.3.7 Flexión compuesta esviada.
 - 6.7.4 Conexión a rasante e introducción de cargas.
 - 6.7.4.1 Generalidades.
 - 6.7.4.2 Introducción de las cargas.
 - 6.7.4.3 Rasante exterior al área de introducción de cargas.
 - 6.7.5 Disposiciones sobre la definición de los detalles constructivos.
 - 6.7.5.1 Recubrimiento de hormigón para perfiles de acero y armaduras.
 - 6.7.5.2 Armadura longitudinal y transversal.
- 6.8 FATIGA.
- 6.8.1 Generalidades.
 - 6.8.2 Coeficientes parciales para la evaluación de la fatiga en puentes.
 - 6.8.3 Resistencia a fatiga.

- 6.8.4 Esfuerzos y cargas de fatiga.
- 6.8.5 Tensiones.
 - 6.8.5.1 Generalidades.
 - 6.8.5.2 Hormigón.
 - 6.8.5.3 Acero estructural.
 - 6.8.5.4 Armadura pasiva.
 - 6.8.5.5 Conexión a rasante.
 - 6.8.5.6 Tensiones en las armaduras pasivas y activas de elementos pretensados mediante tendones adherentes.
- 6.8.6 Rango de tensiones.
 - 6.8.6.1 Acero estructural y armadura.
 - 6.8.6.2 Conexión a rasante.
- 6.8.7 Evaluación de la fatiga basada en rangos de tensión nominal.
 - 6.8.7.1 Acero estructural, armadura pasiva y hormigón.
 - 6.8.7.2 Conexión a rasante.

6.9 ELEMENTOS A TRACCIÓN EN PUENTES MIXTOS.**7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.**

- 7.1 GENERALIDADES.
- 7.2 TENSIONES.
 - 7.2.1 Generalidades.
 - 7.2.2 Limitación de las tensiones en puentes.
 - 7.2.3 Respiración del alma.
- 7.3 DEFORMACIONES EN PUENTES.
 - 7.3.1 Flechas.
 - 7.3.2 Vibraciones.
- 7.4 FISURACIÓN DEL HORMIGÓN.
 - 7.4.1 Generalidades.
 - 7.4.2 Armadura mínima.
 - 7.4.3 Control de la fisuración producida por cargas directas.
- 7.5 TABLEROS CON VIGAS DE ACERO EMBEBIDAS.
 - 7.5.1 Generalidades.
 - 7.5.2 Fisuración del hormigón.
 - 7.5.3 Armadura mínima.
 - 7.5.4 Control de la fisuración producida por cargas directas.

8 LOSAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO EN PUENTES MIXTOS.

- 8.1 GENERALIDADES.
- 8.2 ACCIONES.
- 8.3 CÁLCULO, ANÁLISIS Y DEFINICIÓN DE LOS DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LAS LOSAS DE PUENTES.
- 8.4 SUPERFICIE DE CONTACTO ENTRE LA VIGA DE ACERO Y LA LOSA DE HORMIGÓN.
 - 8.4.1 Sistemas de apoyo y tolerancias.
 - 8.4.2 Corrosión.
 - 8.4.3 Conexión a rasante y armadura pasiva transversal.

9 PLACAS MIXTAS EN PUENTES.

- 9.1 GENERALIDADES.
- 9.2 CÁLCULO DE EFECTOS LOCALES.
- 9.3 CÁLCULO DE EFECTOS GLOBALES.
- 9.4 CÁLCULO DE LOS CONECTADORES.

APÉNDICE C RECOMENDACIONES PARA LOS PERNOS CONECTADORES QUE GENERAN FUERZAS DE ROTURA EN LA DIRECCIÓN DEL ESPESOR DE LA LOSA.

- C.1 RESISTENCIA DE CÁLCULO Y DEFINICIÓN DE LOS DETALLES CONSTRUCTIVOS.
- C.2 RESISTENCIA A FATIGA.

1 Generalidades

1.1 Alcance del anexo

(1) Este anexo proporciona las reglas de cálculo de puentes mixtos y elementos mixtos de puentes, adicionales a las reglas generales del Anejo 30 del Código Estructural. Los puentes atirantados no están completamente cubiertos en el mismo.

(2) En este anexo se tratan las siguientes materias:

Apartado 1: Generalidades

Apartado 2: Bases de cálculo

Apartado 3: Materiales

Apartado 4: Durabilidad

Apartado 5: Análisis estructural

Apartado 6: Estados Límite Últimos

Apartado 7: Estados Límite de Servicio

Apartado 8: Tableros con losas prefabricadas de hormigón

Apartado 9: Placas mixtas en puentes

(3) Únicamente se dan disposiciones para pernos conectadores soldados.

NOTA: La numeración de los apartados de este Anejo en ocasiones no es consecutiva, a semejanza de la estructura de la correspondiente norma de Eurocódigo.

1.2 Normativa de referencia

Las normas citadas en este anexo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

1.3 Hipótesis

(1) Además de las hipótesis generales de del Anejo 18, son de aplicación las hipótesis dadas en las cláusulas 1.3 de los Anejos 19 y 22 del Código Estructural.

1.5 Términos y Definiciones

1.5.1 Generalidades

(1) Son de aplicación los términos y definiciones recogidos en los apartados 1.4 de los Anejos 18, 19 y 22 del Código Estructural.

1.5.2 Términos y definiciones adicionales empleados en esta norma

1.5.2.1 Elemento mixto

Elemento estructural con componentes de hormigón y de acero estructural o conformado en frío, unidos mediante conectadores para limitar el desplazamiento longitudinal entre hormigón y acero y la separación de un componente respecto del otro.

1.5.2.2 Conectadores

Interconexión entre los componentes de hormigón y acero de un elemento mixto que tiene la suficiente resistencia y rigidez para que los dos componentes se calculen como partes de un elemento estructural único.

1.5.2.3 Acción mixta

Comportamiento que aparece después de que la conexión se haga efectiva debido al endurecimiento del hormigón.

1.5.2.4 Viga mixta

Elemento mixto sometido principalmente a flexión.

1.5.2.5 Pilar mixto

Elemento mixto sometido principalmente a compresión o a flexión compuesta.

1.5.2.6 Losa mixta

Losa en la que inicialmente se utilizan chapas nervadas como encofrado perdido y, posteriormente, colaboran estructuralmente con el hormigón endurecido, actuando como una armadura de tracción en el forjado terminado.

1.5.2.7 Pórtico mixto

Pórtico en el que alguno o todos los elementos son mixtos y la mayoría de los restantes son elementos de acero estructural.

1.5.2.8 Unión mixta

Unión entre un elemento mixto y cualquier otro elemento mixto, de acero u hormigón armado, cuya armadura se tiene en cuenta en el cálculo de la resistencia y la rigidez de la unión.

1.5.2.9 Estructura o elemento apeado

Estructura o elemento en el que el peso de los elementos de hormigón se aplica a los elementos de acero, que están apoyados a lo largo del vano, o que se soporta de modo independiente hasta que los elementos de hormigón son capaces de resistir esfuerzos.

1.5.2.10 Estructura o elemento no apeado

Estructura o elemento en el que el peso de los elementos de hormigón se aplica sobre los elementos de acero sin que estos estén apoyados a lo largo del vano.

1.5.2.11 Rigidez a flexión no fisurada

Rigidez $E_a l_1$ de una sección transversal de un elemento mixto donde l_1 es la inercia del área de la sección eficaz equivalente de acero calculada bajo la hipótesis de que el hormigón traccionado no está fisurado.

1.5.2.12 Rigidez a flexión fisurada

Rigidez $E_a l_2$ de una sección transversal de un elemento mixto donde l_2 es la inercia del área de la sección eficaz equivalente de acero despreciando el hormigón traccionado pero incluyendo la armadura.

1.5.2.13 Pretensado

Proceso de aplicar un esfuerzo de compresión al hormigón que forma parte de un elemento mixto, mediante armaduras activas o por deformaciones impuestas.

1.5.2.14 Tablero con vigas de acero embebidas

Tablero compuesto por una losa de hormigón armado y vigas de acero laminado o soldado parcialmente embebidas en el hormigón y cuya ala inferior está al nivel de la base de la losa.

1.5.2.15 Placa mixta

Elemento mixto compuesto por una chapa inferior de acero conectada con una losa de hormigón, en el que tanto la longitud como la anchura son mucho mayores que el espesor de la placa mixta.

1.6 Notación

Para los fines de este anexo, son de aplicación los siguientes símbolos.

Letras latinas mayúsculas

A	Área eficaz de la sección mixta despreciando el hormigón traccionado
A_a	Área de la sección de acero estructural
A_b	Área de la armadura pasiva transversal inferior
A_{bh}	Área de la armadura transversal inferior en un nervio
A_c	Área de la sección de hormigón
A_{ct}	Área de la zona traccionada del hormigón
A_{fc}	Área del ala comprimida
A_p	Área de armadura activa
A_s	Área de armadura pasiva
A_{sf}	Área de armadura pasiva transversal
A_t	Área de armadura transversal superior
A_v	Área de cortante de una sección de acero estructural
A_l	Área cargada bajo la cartela
E_a	Módulo de elasticidad del acero estructural
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidad efectivo del hormigón
E_{cm}	Módulo de elasticidad secante del hormigón
E_s	Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura pasiva
$(EA)_{eff}$	Rigidez longitudinal efectiva del hormigón fisurado
$(EI)_{eff}$	Rigidez a flexión efectiva para el cálculo de la esbeltez relativa
$(EI)_{eff,II}$	Rigidez a flexión efectiva para su uso en el análisis de segundo orden
$(EI)_2$	Rigidez a flexión fisurada para el ancho unitario de la losa de hormigón o mixta

F_d	Componente en la dirección de la viga de acero de la fuerza de proyecto de un tendón adherente o no adherente aplicado después de que la conexión se haya hecho efectiva
F_l	Esfuerzo longitudinal de cálculo por perno
F_t	Esfuerzo transversal de cálculo por perno
F_{ten}	Esfuerzo de tracción de cálculo por perno
G_a	Módulo de rigidez transversal del acero estructural
G_c	Módulo de rigidez transversal del hormigón
I	Inercia de la sección mixta efectiva despreciando el hormigón traccionado
I_a	Inercia de la sección de acero estructural
I_{at}	Módulo de torsión de Saint Venant de la sección de acero estructural
I_c	Inercia de la sección de hormigón no fisurado
I_{eff}	Inercia efectiva del área de las vigas embebidas
I_s	Inercia de la armadura pasiva
I_1	Inercia de la sección efectiva homogeneizada suponiendo que el hormigón traccionado no está fisurado
I_2	Inercia de la sección efectiva homogeneizada despreciando el hormigón traccionado pero incluyendo la armadura
$K_e, K_{e,II}$	Coeficientes de corrección para utilizar en el cálculo de pilares mixtos
K_0	Coeficiente de calibración a utilizar en el cálculo de pilares mixtos
L	Longitud; luz; luz efectiva
L_e	Luz equivalente
L_i	Luz
L_{A-B}	Longitud de la región inelástica entre los puntos A y B, que corresponden a $M_{el,Rd}$ y $M_{Ed,max}$, respectivamente
L_v	Longitud del conectador
M	Momento flector
M_a	Contribución de la sección de acero estructural al momento plástico resistente de cálculo de la sección mixta
$M_{a,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección de acero estructural
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente a pandeo de una viga mixta
$M_{c,Ed}$	Parte del momento flector de cálculo que actúa sobre la sección mixta
M_{cr}	Momento elástico crítico para el pandeo lateral de una viga mixta
M_{Ed}	Momento flector de cálculo
$M_{Ed,max,f}$	Momento flector máximo o esfuerzo debido a cargas de fatiga
$M_{Ed,min,f}$	Momento flector mínimo debido a cargas de fatiga

$M_{el,Rd}$	Valor de cálculo del momento elástico resistente de la sección mixta
$M_{f,Rd}$	Momento resistente de cálculo para el apartado 5.8 del Anejo 25
$M_{max,Rd}$	Valor máximo de cálculo del momento resistente en presencia de una fuerza de compresión simple
M_{perm}	Momento flector más desfavorable para la combinación característica
$M_{pl,a,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico de la sección de acero estructural
$M_{pl,N,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico de la sección mixta teniendo en cuenta la fuerza de compresión simple
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico de la sección mixta con conexión total a rasante
$M_{pl,y,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico en el eje y-y de la sección mixta con conexión total a rasante
$M_{pl,z,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico en el eje z-z de la sección mixta con conexión total a rasante
M_{Rd}	Valor de cálculo del momento resistente de la sección mixta
M_{Rk}	Valor característico del momento resistente de la sección o unión mixta
$M_{y,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección mixta en el eje y-y
$M_{z,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección mixta en el eje z-z
N	Fuerza de compresión normal; número de ciclos de carga-descarga; número de conectadores
N_a	Valor de cálculo de la fuerza normal en la sección de acero estructural de una viga mixta
N_c	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal en el ala de hormigón
N_{cd}	Valor de cálculo de la fuerza de compresión en la losa de hormigón correspondiente a $M_{Ed,max}$
$N_{c,f}$	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal en el ala de hormigón con conexión total a rasante
$N_{c,el}$	Fuerza de compresión normal en el ala de hormigón correspondiente a $M_{el,Rd}$
$N_{cr,eff}$	Carga crítica elástica de un pilar mixto correspondiente a la rigidez efectiva a flexión
N_{cr}	Fuerza normal crítica elástica
N_{c1}	Valor de cálculo de la fuerza normal calculada para la introducción de cargas
N_{Ed}	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal
$N_{Ed,serv}$	Fuerza normal del elemento de hormigón traccionado para ELS
$N_{Ed,ult}$	Fuerza normal del elemento de hormigón traccionado para ELU
$N_{G,Ed}$	Valor de cálculo de la parte constante de la fuerza de compresión normal

$N_{pl,a}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección de acero estructural a la fuerza normal
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección mixta a la fuerza de compresión normal
$N_{pl,Rk}$	Valor característico de la resistencia plástica de la sección mixta a la fuerza de compresión normal
$N_{pm,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia del hormigón a la fuerza de compresión normal
N_R	Número ciclos de carga-descarga
N_s	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la armadura de acero a la fuerza normal
N_{sd}	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la armadura de acero a la fuerza normal de tracción
$N_{s,el}$	Fuerza de tracción en la losa de hormigón fisurada correspondiente al $M_{el,Rd}$ teniendo en cuenta los efectos de la rigidez a tracción
P_{Ed}	Fuerza longitudinal en un conectador a distancia x del alma más cercana
$P_{l,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conectador aislado correspondiente a F_l
P_{Rd}	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conectador aislado
P_{Rk}	Valor característico de la resistencia a cortante de un conectador aislado
$P_{t,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conectador aislado correspondiente a F_t
$V_{a,Ed}$	Valor de cálculo de la fuerza cortante que actúa sobre la sección de acero estructural
$V_{b,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a la abolladura por cortante de un alma de acero
$V_{c,Ed}$	Valor de cálculo del esfuerzo cortante que actúa sobre la sección de hormigón armado de una viga embebida
V_{Ed}	Valor de cálculo del esfuerzo cortante que actúa sobre la sección mixta
V_L	Fuerza rasante que actúa en la superficie de contacto entre hormigón y acero en el ala
$V_{L,Ed}$	Fuerza rasante que actúa en la longitud L_{A-B} en la región inelástica
$V_{pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección mixta a cortante vertical
$V_{pl,a,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección de acero estructural a cortante vertical
$V_{p,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia de la losa mixta a punzonamiento
V_{Rd}	Valor de cálculo de la resistencia de la sección mixta a cortante vertical

Letras latinas minúsculas

a	Separación entre vigas paralelas; diámetro o ancho; distancia
a_W	Proyección del ala de acero fuera del alma de la viga

b	Ancho del ala de la sección de acero; ancho de la losa, mitad de la distancia entre almas adyacentes o distancia entre el alma y el borde libre del ala
b_{eff}	Ancho total eficaz
$b_{eff,1}$	Ancho eficaz en el centro de un vano apoyado en ambos extremos
$b_{eff,2}$	Ancho eficaz en un apoyo interior
b_{ei}	Ancho del ala de hormigón a cada lado de su alma, ancho eficaz del ala inferior mixta de una sección cajón
b_f	Ancho del ala de la sección de acero
b_i	Ancho geométrico del ala de hormigón a cada lado del alma
b_0	Distancia entre centros de conectadores exteriores; ancho medio de la costilla de hormigón (mínimo ancho para perfiles laminados con entrantes); ancho del nervio
c	Ancho del lado exterior del ala de acero; perímetro efectivo de las barras de armadura
c_{st}	Recubrimiento de hormigón sobre las vigas de acero en tableros con vigas de acero embebidas
c_y, c_z	Espesor del recubrimiento de hormigón
d	Canto del alma de la sección de acero estructural; diámetro del vástago de un perno conectador; diámetro total de una sección circular hueca de acero; dimensión mínima transversal de un pilar
d_{do}	Diámetro del cordón de soldadura de un perno conectador
d_s	Distancia entre la armadura de acero traccionada a la fibra extrema de la losa mixta comprimida; distancia entre la armadura longitudinal traccionada y el centro de gravedad de la sección de la viga de acero
e_D	Distancia al borde
e_d	O $2e_h$ o $2e_v$
e_g	Distancia entre la armadura y la chapa de unión en un extremo en un pilar mixto
e_h	Distancia lateral desde el punto de aplicación de la fuerza F_d al alma de acero correspondiente, si F_d se aplica a la losa de hormigón
e_v	Distancia vertical desde el punto de aplicación de la fuerza F_d al plano de conexión a rasante correspondiente, si F_d se aplica al elemento de acero
f_{cd}	Valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica de acuerdo con el apartado 2.4.1.2
f_{ck}	Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a 28 días
f_{cm}	Valor medio de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica
$f_{ct,eff}$	Valor medio de la resistencia a tracción efectiva del hormigón
f_{ctm}	Valor medio de la resistencia a tracción del hormigón
$f_{ct,0}$	Resistencia de referencia del hormigón traccionado
f_{1ctm}	Valor medio de la resistencia a tracción del hormigón ligero

f_{pd}	Tensión límite de las armaduras activas de pretensado de acuerdo con el apartado 3.3.3 de Anejo 19
f_{pk}	Valor característico del límite elástico de las armaduras activas de pretensado
f_{sd}	Valor de cálculo del límite elástico de la armadura pasiva
f_{sk}	Valor característico del límite elástico de la armadura pasiva
f_u	Resistencia a tracción última específica
f_y	Valor nominal del límite elástico del acero estructural
f_{yd}	Valor de cálculo del límite elástico del acero estructural
h	Canto total; espesor
h_a	Canto de la sección de acero estructural
h_c	Espesor del ala de hormigón
h_n	Profundidad de la fibra neutra
h_s	Distancia entre los centros de gravedad de las alas de la sección de acero estructural
h_{sc}	Altura nominal total de un perno conectador
k	Coeficiente de amplificación para efectos de segundo orden; coeficiente; coeficiente empírico para la resistencia a cortante de cálculo
k_c	Coeficiente
k_s	Coeficiente de minoración de la resistencia a cortante de un perno conectador
k_ϕ	Parámetro
k_1	Rigidez a flexión la losa de hormigón fisurada
k_2	Rigidez a flexión del alma
l_0	Longitud de introducción de la carga
m	Pendiente de la curva de resistencia a fatiga; coeficiente empírico para la resistencia a cortante de cálculo
n	Coeficiente de homogeneización; número de conectadores
n_L	Coeficiente de homogeneización dependiente del tipo de carga
n_0	Coeficiente de homogeneización para cargas instantáneas
n_{0G}	Coeficiente de homogeneización (módulo de cortante) para cargas instantáneas
n_{tot}	Véase el apartado 9.4
n_{LG}	Coeficiente de homogeneización (módulo de cortante) para cargas de larga duración
n_w	Véase el apartado 9.4
r	Relación entre momentos últimos
s	Separación longitudinal entre centros de conectadores
s_f	Distancia libre entre alas superiores de las vigas de acero de tableros con vigas de acero embebidas

s_t	Separación transversal entre centros de conectadores
s_w	Separación de las almas de las vigas de acero en tableros con vigas de acero embebidas
t	Edad; espesor
t_f	Espesor del ala de acero de las vigas de acero de un tablero con vigas de acero embebidas
t_w	Espesor del alma de la sección de acero estructural
t_0	Edad de carga
v_{Ed}	Tensión de rasante de cálculo
$v_{L,Ed}$	Esfuerzo rasante de cálculo por unidad de longitud en la superficie de contacto entre hormigón y acero
$v_{L,Ed,max}$	Máximo esfuerzo rasante de cálculo por unidad de longitud en la superficie de contacto entre hormigón y acero
w_k	Valor de cálculo del ancho de fisura
x	Distancia de un conectador al alma más cercana
x_{pl}	Distancia entre la fibra neutra plástica y la fibra extrema de la losa de hormigón comprimida
y	Eje de la sección paralelo a las alas
z	Eje de la sección perpendicular a las alas; brazo mecánico
z_0	Distancia vertical

Letras mayúsculas griegas

$\Delta\sigma$	Rango de tensiones
$\Delta\sigma_c$	Valor de referencia para la resistencia a fatiga en 2 millones de ciclos
$\Delta\sigma_E$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante
$\Delta\sigma_{E,glob}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante debidas a efectos globales
$\Delta\sigma_{E,loc}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante debidas a efectos locales
$\Delta\sigma_{E,2}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante para 2 millones de ciclos
$\Delta\sigma_s$	Incremento de tensión en el acero de la armadura pasiva debido a la rigidez a tracción del hormigón
$\Delta\sigma_{s,equ}$	Rango de tensiones de daño equivalente
$\Delta\tau$	Rango de tensiones tangenciales por cargas de fatiga
$\Delta\tau_c$	Valor de referencia de la resistencia a fatiga en 2 millones de ciclos
$\Delta\tau_E$	Rango de tensiones de amplitud constante equivalente
$\Delta\tau_{E,2}$	Rango de tensiones tangenciales de amplitud constante equivalente relacionado a 2 millones de ciclos
$\Delta\tau_R$	Resistencia a fatiga por tensiones tangenciales

ψ	Coeficiente
<i>Letras minúsculas griegas</i>	
α	Coeficiente; parámetro, véase el apartado 6.4.2(6)
α_{cr}	Coeficiente por el que tendría que multiplicarse el valor de cálculo de las cargas para provocar inestabilidad elástica.
α_M	Coeficiente correspondiente a la flexión de un pilar mixto
$\alpha_{M,y}, \alpha_{Mz}$	Coeficiente correspondiente a la flexión de un pilar mixto alrededor del eje $y - y$ y del eje $z - z$ respectivamente
α_{st}	Relación
β	Coeficiente; Parámetro de transformación, Mitad del ángulo de dispersión del esfuerzo rasante V_t en la losa de hormigón
γ_c	Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón
γ_F	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones, considerando también las incertidumbres del modelo y variaciones dimensionales
γ_{Ff}	Coeficiente parcial de seguridad para el rango de tensiones equivalentes de amplitud constante
γ_M	Coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material, considerando también las incertidumbres del modelo y variaciones de dimensiones
γ_{M0}	Coeficiente parcial de seguridad para el acero estructural aplicado a la resistencia de las secciones, véase el Anejo 22 del Código Estructural, apartado 6.1(1)
γ_{M1}	Coeficiente parcial de seguridad para el acero estructural aplicado a la resistencia a inestabilidad de los elementos evaluada mediante comprobación de los elementos, véase el Anejo 22 del Código Estructural, apartado 6.1(1)
γ_{Mf}	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga
$\gamma_{Mf,s}$	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga de pernos sometidos a cortante
γ_P	Coeficiente parcial de seguridad para el pretensado
γ_s	Coeficiente parcial de seguridad para la armadura pasiva
γ_v	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a cortante de los pernos
δ	Coeficiente; coeficiente de contribución del acero; flecha central
δ_{uk}	Valor característico de la capacidad de deslizamiento
ε	$\sqrt{235/f_y}$, donde f_y está en N/mm^2
η_a, η_{ao}	Coeficientes relacionados con el confinamiento del hormigón
$\eta_c, \eta_{co}, \eta_{cl}$	Coeficientes relacionados con el confinamiento del hormigón
θ	Ángulo
λ, λ_v	Coeficientes de daño equivalente

$\lambda_{V,1}$	Coeficiente a emplear en la determinación del coeficiente de daño equivalente λ_V para pernos a cortante
$\lambda_{glob}, \lambda_{loc}$	Coeficientes de daño equivalente para efectos globales y locales, respectivamente
$\bar{\lambda}$	Esbeltez relativa
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbeltez relativa para pandeo lateral
μ	Coeficiente de rozamiento; coeficiente nominal
μ_d	Coeficiente relacionado con el cálculo a flexocompresión y flexión uniaxial
μ_{dy}, μ_{dz}	Coeficiente μ_d relacionado con el plano de flexión
v_a	Módulo de Poisson para acero estructural
ρ	Parámetro relativo al valor flexión de cálculo reducido para tener en cuenta el cortante vertical
ρ_s	Parámetro; cuantía de armadura
$\sigma_{c,Rd}$	Resistencia local de cálculo del hormigón
σ_{ct}	Tensión de tracción en la fibra extrema del hormigón
$\sigma_{max,f}$	Tensión máxima debida a cargas de fatiga
$\sigma_{min,f}$	Tensión mínima debida a cargas de fatiga
$\sigma_{s,max,f}$	Tensión máxima en la armadura debida al momento flector $M_{Ed,max,f}$
$\sigma_{s,min,f}$	Tensión mínima en la armadura debida al momento flector $M_{Ed,min,f}$
σ_s	Tensión en la armadura traccionada
$\sigma_{s,max}$	Tensión en la armadura debida al momento flector M_{max}
$\sigma_{s,max,0}$	Tensión en la armadura debida al momento flector M_{max} , despreciando el hormigón traccionado
$\sigma_{s,0}$	Tensión en la armadura traccionada despreciando la rigidez a tracción del hormigón
τ_{Rd}	Resistencia a cortante de cálculo
ϕ	Diámetro de una barra de acero para armar; coeficiente de impacto de daño equivalente
ϕ^*	Diámetro de una barra de armadura pasiva
φ_t	Coeficiente de fluencia
$\varphi(t, t_0)$	Coeficiente de fluencia; fluencia definida entre los tiempos t y t_0 , relacionada con la deformación elástica a los 28 días
χ	Coeficiente de reducción para pandeo por flexión
χ_{LT}	Coeficiente de reducción para pandeo lateral
ψ_L	Coeficiente de envejecimiento

2 Bases de cálculo

2.1 Requisitos

- (1) El cálculo de estructuras mixtas debe ser acorde con las reglas generales recogidas en el Anejo 18.
- (2) También deben aplicarse las disposiciones adicionales para estructuras mixtas recogidas en este apartado.
- (3) Se considerará que la estructura mixta cumple los requisitos básicos del apartado 2 del Anejo 18 cuando se apliquen conjuntamente los siguientes requisitos:
 - cálculo con el método del estado límite junto con el método de los coeficientes parciales de acuerdo con el Anejo 18,
 - acciones acordes con la reglamentación específica vigente,
 - combinación de acciones de acuerdo con el Anejo 18, y
 - resistencia, durabilidad y servicio de acuerdo con este anexo.

2.2 Principios del cálculo en estado límite

- (1) Para estructuras mixtas, deben considerarse las etapas correspondientes en el proceso constructivo.

2.3 Variables básicas

2.3.1 Acciones y condiciones ambientales

- (1) Las acciones a utilizar en el cálculo se obtendrán de la reglamentación específica vigente.
- (2) En la comprobación de las chapas de acero para encofrados, debe tenerse en cuenta el aumento del espesor del hormigón por efecto de la deformación del encofrado.

2.3.2 Propiedades de los materiales y productos

- (1) Salvo que se indique lo contrario en este anexo o en el Anejo 30, las acciones producidas por el comportamiento del hormigón al evolucionar en el tiempo deben obtenerse del Anejo 19.

2.3.3 Clasificación de las acciones

- (1) Los efectos de la retracción y la fluencia del hormigón y los cambios de temperatura no uniformes producen esfuerzos en las secciones transversales y curvaturas y deformaciones en los elementos longitudinales; los efectos que se producen sobre estructuras isostáticas e hiperestáticas, cuando no se considera la compatibilidad de deformaciones, deben clasificarse como efectos isostáticos (primarios).
- (2) En las estructuras hiperestáticas, los efectos isostáticos de retracción, fluencia y térmicos están asociados a efectos de acciones adicionales de forma que los efectos totales sean compatibles; éstos deben clasificarse como efectos hiperestáticos (secundarios) y considerarse como acciones indirectas.

2.4 Comprobación por el método de los coeficientes parciales

2.4.1 Valores de cálculo

2.4.1.1 Valores de cálculo de las acciones

(1) Para el pretensado mediante deformaciones impuestas controladas, por ejemplo mediante gatos en los apoyos, el coeficiente parcial de seguridad $\gamma_p = 1,0$ debe especificarse para los Estados Límite Últimos teniendo en cuenta los efectos favorables y los desfavorables.

2.4.1.2 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales o productos

(1) Salvo que se requiera una estimación elevada de la resistencia, los coeficientes parciales deben aplicarse sobre las resistencias características inferiores o nominales.

(2) Para el hormigón, debe aplicarse el coeficiente parcial γ_c . La resistencia de cálculo a compresión debe obtenerse mediante:

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c \quad (2.1)$$

donde el valor característico f_{ck} debe obtenerse del apartado 3.1 para hormigón convencional y del apartado 11.3 para hormigón ligero, ambos del Anejo 19.

NOTA: El valor de γ_c es el utilizado en el Anejo 19.

(3) Para armaduras, debe aplicarse un coeficiente parcial γ_s .

NOTA: El valor de γ_s es el utilizado en el Anejo 19.

(4) Para acero estructural, chapas de acero y elementos de conexión de acero, deben aplicarse los coeficientes parciales γ_m . Salvo que se indique lo contrario, el coeficiente parcial del acero estructural debe tomarse como γ_{m0} .

NOTA: Los valores de γ_m son los dados en el Anejo 29.

(5) Para conectadores, debe aplicarse el coeficiente parcial de seguridad $\gamma_v = 1,25$.

(6) En puentes, para la comprobación a fatiga de los pernos conectadores, deben aplicarse los coeficientes parciales γ_{mf} y $\gamma_{mf,s} = 1,0$.

NOTA: El valor de γ_{mf} es el utilizado en el Anejo 29.

2.4.1.3 Valores de cálculo de los parámetros geométricos

(1) Los datos geométricos para secciones transversales y sistemas pueden tomarse de las normas armonizadas europeas para productos o de los planos constructivos, y pueden emplearse como valores nominales.

2.4.1.4 Resistencias de cálculo

(1) Para estructuras mixtas, las resistencias de cálculo deben determinarse de acuerdo con las expresiones (6.6a) o (6.6c) del Anejo 18.

2.4.2 Combinación de acciones

(1) Los formatos generales para la combinación de acciones se dan en el apartado 6 del Anejo 18.

(2) Para puentes, las combinaciones de acciones se dan en la reglamentación específica vigente.

2.4.3 Comprobación del equilibrio estático (EQU)

(1) El formato de fiabilidad para la comprobación del equilibrio estático en puentes, como se define en la reglamentación específica vigente, también se aplica a las situaciones de proyecto equivalentes a (EQU), por ejemplo, para el cálculo de anclajes de sujeción o para la comprobación del levantamiento de los apoyos de vigas continuas.

3 Materiales

3.1 Hormigón

(1) Salvo que se indique lo contrario en este anexo, las propiedades deben obtenerse de acuerdo con el apartado 3.1 del Anejo 19 para hormigón convencional y el apartado 11.3 del Anejo 19 para hormigón ligero.

(2) Este anexo no cubre el cálculo de estructuras mixtas con hormigón de resistencia característica inferior a 25 N/mm^2 (f_{ck} y f_{clk}) y superior a 60 N/mm^2 (f_{ck} y f_{clk}).

(3) La retracción del hormigón debe determinarse teniendo en cuenta la humedad del ambiente, las dimensiones del elemento y la composición del hormigón.

3.2 Acero para armadura pasiva para puentes

(1) Las propiedades deben obtenerse de acuerdo con el apartado 3.2 del Anejo 19, salvo el apartado 3.2.4, donde se aplicará el Anejo 21.

(2) Para estructuras mixtas, el valor de cálculo del módulo de elasticidad E_s puede tomarse igual al valor dado para el acero estructural en el apartado 3.2.6 del Anejo 22.

(3) Las características de ductilidad deben cumplir el apartado 3.2.4 del Anejo 21.

3.3 Acero estructural para puentes

(1) Las propiedades deben obtenerse de acuerdo con el Anejo 29.

(2) Las reglas de este anexo son de aplicación para el acero estructural de límite elástico no superior a 460 N/mm^2 .

3.4 Dispositivos de conexión

3.4.1 Generalidades

(1) Para los requisitos de los elementos de unión y materiales de soldadura debe remitirse al Anejo 26.

3.4.2 Pernos conectadores

(1) Deberán cumplir lo establecido en el Artículo 112.1 del Código Estructural.

3.5 Acero y dispositivos de pretensado

(1) Se remite a los apartados 3.3 y 3.4 del Anejo 19.

3.6 Cables y tirantes de acero

(1) Los cables y tirantes quedan fuera del ámbito de este Código Estructural.

4 Durabilidad

4.1 Generalidades

- (1) Se deben seguir las prescripciones correspondientes recogidas en el Código Estructural.
- (2) La definición de los detalles constructivos de los conectadores debe ser acorde con el apartado 6.6.5.

4.2 Protección frente a la corrosión en el contacto hormigón-acero en puentes

- (1) La protección frente a la corrosión del ala de acero debe introducirse al menos 50 mm en la superficie de contacto hormigón-acero. Véase el apartado 8 para reglas adicionales para puentes con losas prefabricadas.

5 Análisis estructural

5.1 Modelos estructurales para el análisis

5.1.1 Modelos estructurales e hipótesis básicas

- (1) El modelo estructural y las hipótesis básicas deben seleccionarse de acuerdo con el apartado 5.1.1 del Anejo 18 y deben reflejar el comportamiento esperado de las secciones transversales, elementos, uniones y aparatos de apoyo.
- (2) El apartado 5 es de aplicación a los puentes mixtos en los que la mayoría de los elementos y uniones son de acero estructural o mixtos. Cuando el comportamiento estructural sea esencialmente el de una estructura de hormigón armado o pretensado, con solo algunos elementos mixtos, el análisis global se debe realizar de acuerdo con el Anejo 21.
- (3) El análisis de placas mixtas debe ser acorde con el apartado 9.

5.1.2 Modelos para las uniones

- (1) Los efectos del comportamiento de las uniones en la distribución de esfuerzos y momentos en una estructura y las deformaciones totales de la estructura, normalmente pueden despreciarse, pero deberán tenerse en cuenta cuando dichos efectos sean significativos (como en el caso de uniones semirrígidas), véase el apartado 8 y el Anejo 26.
- (2) Para identificar dónde debe tenerse en cuenta el comportamiento de las uniones en el análisis, debe distinguirse entre los tres siguientes tipos de uniones, véase el apartado 8.2 y el apartado 5.1.1 del Anejo 26:
 - flexible, en el que debe suponerse que la unión no transmite momentos flectores,
 - rígida, en el que la rigidez y/o resistencia de la unión permite un perfecto empotramiento de los elementos considerados en el análisis,
 - semirrígida, en el que se debe tener en cuenta el comportamiento de la unión en el análisis.
- (3) En estructuras de puentes no deben utilizarse uniones mixtas semirrígidas.

5.1.3 Interacción suelo-estructura

- (1) Deben tenerse en cuenta las características de deformabilidad de los apoyos allí donde sean relevantes.

(2) Donde se deban tener en cuenta los asientos y no se hayan especificado valores de cálculo, deberán emplearse valores del asiento previsto estimados adecuadamente.

(3) Normalmente pueden despreciarse los efectos de los asientos en los Estados Límites Últimos (que no sean de fatiga) en elementos mixtos en los que todas las secciones transversales sean de Clase 1 o 2 y la resistencia a flexión no esté condicionada por el pandeo lateral por torsión.

5.2 Estabilidad estructural

5.2.1 Efectos de la geometría deformada de la estructura

(1) Los efectos de las acciones pueden determinarse utilizando:

- un análisis de primer orden, empleando la geometría inicial de la estructura, o
- un análisis de segundo orden, teniendo en cuenta la influencia de la deformación de la estructura.

(2) Deben considerarse los efectos de la geometría deformada (efectos de segundo orden) si incrementan significativamente los efectos de las acciones o modifican significativamente el comportamiento estructural.

(3) El análisis de primer orden puede utilizarse si el aumento de los correspondientes esfuerzos o momentos provocados por las deformaciones obtenidas mediante este mismo análisis de primer orden es inferior al 10%. Puede suponerse que se cumple esta condición si se satisface el siguiente criterio:

$$\alpha_{cr} \geq 10 \quad (5.1)$$

donde:

α_{cr} es el coeficiente por el que debería multiplicarse la carga de cálculo para producir inestabilidad elástica.

(4) En la determinación de la rigidez de la estructura, deben tenerse en cuenta, de forma apropiada, la fisuración y la fluencia del hormigón, así como el comportamiento de las uniones.

5.2.2 Métodos de análisis para puentes

(1) Para estructuras de puentes se aplica el apartado 5.2.2 del Anejo 29.

5.3 Imperfecciones

5.3.1 Bases

(1) Deben incorporarse al análisis estructural las consideraciones adecuadas para incorporar los efectos de las imperfecciones, incluyendo las tensiones residuales y las imperfecciones geométricas como la falta de verticalidad, de rectitud, de planicidad, de ajuste y las inevitables excentricidades menores presentes en las uniones de la estructura sin cargar.

(2) La forma considerada de las imperfecciones debe tener en cuenta el modo de pandeo elástico de la estructura o elemento en el plano de pandeo considerado, en la dirección y forma más desfavorables.

5.3.2 Imperfecciones para puentes

(1) Deben emplearse las imperfecciones geométricas equivalentes con valores que reflejen los posibles efectos de las imperfecciones del sistema, así como las imperfecciones de los elementos, excepto en aquellos casos en que estos efectos ya se consideren incluidos en la fórmula de resistencia.

(2) Las imperfecciones y las fuerzas transversales de cálculo consideradas para la estabilización de pórticos transversales deben calcularse de acuerdo con los apartados 5.3 y 6.3.4.2 del Anejo 29, respectivamente.

(3) Para pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos, siempre deben considerarse las imperfecciones de los elementos cuando se compruebe la estabilidad en la longitud de un elemento, de acuerdo con los apartados 6.7.3.6 o 6.7.3.7. Los valores de cálculo de la flecha inicial deben tomarse de la tabla A32.6.5.

(4) Las imperfecciones de los elementos de acero comprimidos deben considerarse de acuerdo con el apartado 5.3 del Anejo 30 del Código Estructural.

5.4 Cálculo de los efectos de las acciones

5.4.1 Método de análisis global

5.4.1.1 Generalidades

(1) Los efectos de las acciones pueden calcularse mediante un análisis elástico global, incluso cuando la resistencia de una sección transversal se basa en criterios plásticos o no lineales.

(2) El análisis elástico global debe emplearse en los Estados Límite de Servicio, con las correcciones apropiadas para los efectos no lineales, tales como la fisuración del hormigón.

(3) El análisis elástico global debe emplearse para la comprobación del estado límite de fatiga.

(4) Los efectos del arrastre por cortante y de la abolladura deben considerarse si afectan sustancialmente al análisis global.

(5) Los efectos de la abolladura local de los elementos de acero deben tenerse en cuenta en la elección del método de análisis mediante la clasificación de las secciones transversales, véase el apartado 5.5.

(6) Los efectos de la abolladura local en los elementos de acero sobre la rigidez pueden ignorarse en las secciones mixtas normales. Para secciones transversales de Clase 4, véase el apartado 2.2 del Anejo 25 del Código Estructural.

(7) Deben considerarse los efectos sobre el análisis global de los deslizamientos de los tornillos en los taladros y deformaciones similares en los dispositivos de conexión.

(8) Salvo que se emplee un análisis no lineal, se pueden despreciar los efectos de los deslizamientos y la separación en el contacto entre acero y hormigón para el cálculo de esfuerzos y momentos, cuando los conectadores se dispongan de acuerdo con el apartado 6.6.

(9) Para situaciones de cálculo transitorias durante las fases de montaje, puede emplearse un análisis global no fisurado y una distribución del ancho eficaz acorde con el apartado 5.4.1.2(4).

5.4.1.2 Ancho eficaz de las alas para arrastre por cortante

(1) Se deberá tener en cuenta la flexibilidad de las alas de acero u hormigón sometidas a cortante en su plano (arrastre por cortante), bien a través de un análisis riguroso o bien mediante el empleo de un ancho eficaz del ala.

(2) Los efectos del arrastre por cortante en los elementos de chapa de acero deben considerarse de acuerdo con el apartado 5.2.1(5) del Anejo 22 del Código Estructural.

(3) El ancho eficaz de las alas de hormigón debe determinarse de acuerdo con las siguientes prescripciones.

(4) Cuando se utilice un análisis elástico global, se puede suponer un ancho eficaz constante en la totalidad de cada vano. Este valor puede tomarse como el valor $b_{eff,1}$ correspondiente al centro del vano si éste está apoyado en sus dos extremos, o como $b_{eff,2}$ calculado en el apoyo si se trata de un voladizo.

(5) En el centro de vano o en un apoyo intermedio, el ancho eficaz total b_{eff} , véase figura A32.5.1, puede determinarse como:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (5.3)$$

donde:

b_0

es la distancia entre los centros de los conectadores extremos

b_{ei}

es el valor del ancho eficaz del ala de hormigón a cada lado del alma, que se toma de valor igual a $L_e/8$ (pero no mayor que el ancho geométrico b_i). El valor b_i deberá tomarse como la distancia del conectador exterior al punto medio entre almas adyacentes, medido a media altura del ala de hormigón, salvo en un extremo libre, en el que b_i será la distancia al extremo libre de la sección. La longitud L_e se tomará como la distancia aproximada entre puntos de momento flector nulo. Para las vigas mixtas continuas típicas, donde la envolvente de momentos de varias combinaciones de cargas determina el cálculo, así como para las ménsulas, L_e podrá suponerse como se muestra en la figura A32.5.1.

(6) El ancho eficaz en un apoyo extremo podrá determinarse como:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (5.4)$$

con:

$$\beta_i = \left(0,55 + \frac{0,025L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0 \quad (5.5)$$

donde:

b_{ei}

es el ancho eficaz, véase el punto (5), del vano exterior en el centro de vano

L_e

es la luz equivalente del vano exterior de acuerdo con la figura A32.5.1.

(7) La distribución del ancho eficaz entre zonas de apoyos y de centros de vano podrá suponerse como se indica en la figura A32.5.1.

(8) La distribución transversal de las tensiones debidas al arrastre por cortante puede tomarse de acuerdo con el apartado 3.2.2 del Anejo 25 tanto para las alas de hormigón como para las de acero.

(9) Para secciones transversales con momentos flectores resultantes de la flexión general de la viga principal y de flexiones locales (por ejemplo, en celosías mixtas con acciones directas sobre los cordones entre nudos), los anchos eficaces correspondientes, en cada caso, al sistema de la viga principal y los sistemas locales se deberán utilizar con los momentos flectores que correspondan.

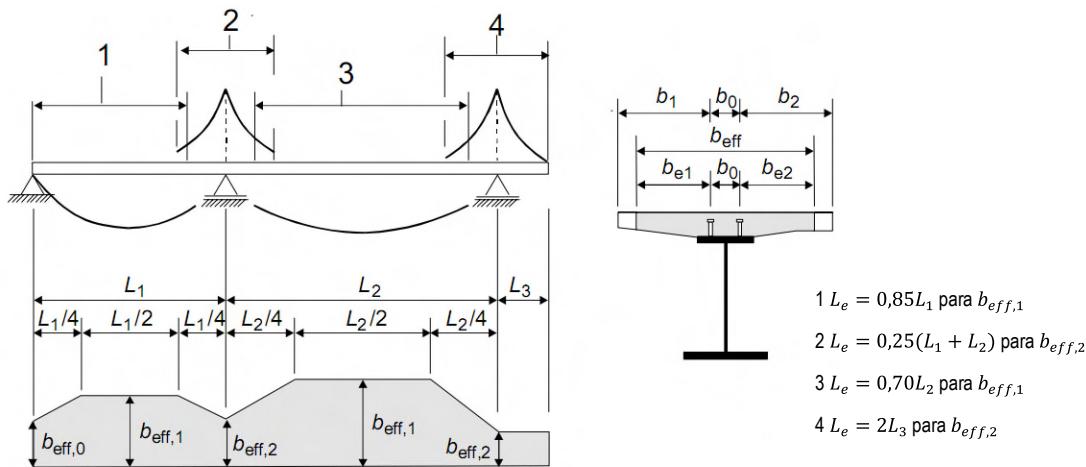


Figura A32.5.1 Luces equivalentes para el acho eficaz del ala de hormigón

5.4.2 Análisis elástico lineal

5.4.2.1 Generalidades

(1) Deben considerarse los efectos de la fisuración del hormigón, la fluencia y la retracción, el proceso constructivo y el pretensado.

5.4.2.2 Retracción y fluencia

(1) Deben considerarse adecuadamente los efectos de la fluencia y la retracción del hormigón.

(2) Salvo para elementos con ambas alas mixtas, los efectos de la fluencia se pueden considerar a través de coeficientes de homogeneización n_L para el hormigón. Los coeficientes de homogeneización vienen dados en función del tipo de carga (subíndice L) por:

$$n_L = n_0(1 + \Psi_L \varphi_t) \quad (5.6)$$

donde:

- n_0 es el coeficiente de homogeneización E_a/E_{cm} para cargas instantáneas
- E_{cm} es el módulo de elasticidad secante del hormigón para cargas instantáneas de acuerdo con la tabla A19.3.1 o la tabla A19.11.3.1 del Anejo 19
- φ_t es el coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$ de acuerdo con el apartado 3.1.4 o 11.3.3 del Anejo 19, dependiente de la edad del hormigón en el momento considerado (t) y de la edad de introducción de la carga (t_0)
- Ψ_L es el coeficiente de envejecimiento en función del tipo de carga, que se toma como 1,1 para cargas permanentes, 0,55 para efectos isostáticos e hiperestáticos de la retracción y 1,5 para pretensado por deformaciones impuestas.

(3) Para cargas permanentes en estructuras mixtas ejecutadas en varias fases, se puede emplear un valor medio t_0 en la determinación del coeficiente de fluencia. Esta hipótesis también puede emplearse para pretensado por deformaciones impuestas si la edad de todo el hormigón en los vanos en estudio en el momento del tesado es superior a 14 días.

(4) Para la retracción, normalmente se debe suponer una edad de carga de un día.

(5) Cuando se empleen losas prefabricadas o cuando el pretensado de la losa de hormigón se haya realizado antes de que la conexión se haya hecho efectiva, deben emplearse el coeficiente de fluencia y los valores de retracción correspondiente al instante en el que se haya hecho efectiva la acción mixta.

(6) En los puentes en los que la distribución del momento flector a t_0 se vea sustancialmente modificada por la fluencia, por ejemplo en vigas continuas de estructuras con mezcla de vanos mixtos y no mixtos, deben considerarse los efectos hiperestáticos dependientes del tiempo debidos a la fluencia, salvo en un análisis global en Estado Límite Último para elementos con todas las secciones transversales de Clase 1 o 2 y en los que no se necesite considerar el pandeo lateral por torsión. Para los efectos hiperestáticos dependientes del tiempo, el coeficiente de homogeneización puede determinarse con un coeficiente de envejecimiento Ψ_L de 0,55.

(7) Deben tenerse en cuenta los efectos isostáticos e hiperestáticos producidos por la retracción y la fluencia del ala de hormigón. Los efectos de la retracción y la fluencia del hormigón pueden despreciarse en el cálculo cuando se comprueben Estados Límite Últimos (salvo el de fatiga) en elementos mixtos con todas sus secciones transversales de Clase 1 o 2 y en los que no sea necesario considerar el pandeo lateral; para Estados Límite de Servicio, véase el apartado 7.

(8) En las zonas en las que se considere que la losa de hormigón está fisurada, pueden despreciarse los efectos isostáticos debidos a la retracción en el cálculo de los efectos hiperestáticos.

(9) En los pilares mixtos y elementos a compresión, deben considerarse los efectos de la fluencia de acuerdo con el apartado 6.7.3.4(2).

(10) Para doble acción mixta con ambas alas no fisuradas (por ejemplo, en caso de pretensado), los efectos de la retracción y la fluencia deben determinarse por métodos más precisos.

(11) La rigidez a torsión de Saint Venant de las vigas cajón debe calcularse para una sección transversal homogeneizada en la que el espesor de la losa de hormigón se reduce mediante el coeficiente de homogeneización $n_{0G} = G_a/G_c$ donde G_a y G_c son los módulos de rigidez transversal del acero estructural y el hormigón, respectivamente. Los efectos de la fluencia deben considerarse de acuerdo con el punto (2) con el coeficiente de homogeneización $n_{LG} = n_{0G}(1 + \Psi_L \varphi_t)$.

5.4.2.3 Efectos de la fisuración del hormigón

(1) Deben considerarse adecuadamente los efectos de la fisuración del hormigón.

(2) Para la determinación de los efectos de la fisuración en vigas mixtas con alas de hormigón puede utilizarse el siguiente método. Primero deben calcularse las envolventes de los esfuerzos para la combinación característica, incluyendo los efectos diferidos, véase el apartado 6.5.3 del Anejo 18, incluyendo los efectos diferidos y empleando la rigidez a flexión $E_a I_1$ de las secciones no fisuradas. Esto se define como “análisis con secciones no fisuradas”.

En las zonas en las que la tensión de tracción en la fibra extrema del hormigón debida a la envolvente de efectos globales alcance un valor superior al doble de la resistencia f_{ctm} o f_{1ctm} , véase la tabla A19.3.1 o tabla A19.11.3.1 del Anejo 19, la rigidez debe reducirse a $E_a I_2$, véase el apartado 1.5.2.12. Esta distribución de rigidez puede emplearse para Estados Límite Últimos y para Estados Límite de Servicio. A partir de este nuevo modelo, se debe determinar una nueva distribución de esfuerzos, y deformaciones si es necesario, mediante un nuevo análisis. Esto se define como “análisis con secciones fisuradas”.

(3) Podrá aplicarse el siguiente método simplificado para vigas mixtas continuas con alas de hormigón no pretensadas sobre la sección de acero, incluyendo las vigas de pórticos intraslacionales. Cuando todas las relaciones de longitud de vanos continuos adyacentes (más cortas/más largas) sean al menos 0,6, el efecto de la fisuración podrá tenerse en cuenta aplicando una rigidez a flexión $E_a I_2$ en el 15% de la luz a cada lado de cada apoyo intermedio y aplicando los valores no fisurados $E_a I_1$ en el resto.

(4) El efecto de la fisuración del hormigón en la rigidez a flexión de los pilares mixtos y los elementos comprimidos deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.7.3.4.

(5) Salvo que se emplee un método más preciso, en tableros de vigas múltiples en los que los elementos mixtos transversales no estén sometidos a fuerzas de tracción, puede suponerse que estos elementos transversales no están fisurados.

(6) La rigidez a torsión de las vigas cajón debe calcularse para una sección transversal homogeneizada. En las zonas en las que se suponga que la losa de hormigón está fisurada a causa de la flexión, el cálculo debe realizarse suponiendo un espesor de la losa reducido a la mitad, salvo que el efecto de la fisuración se evalúe de forma más precisa.

(7) Para Estados Límite Últimos, deben considerarse los efectos de la fisuración sobre los esfuerzos rasantes en la superficie de contacto entre las secciones de acero y hormigón, de acuerdo con el apartado 6.6.2.

(8) Para Estados Límite de Servicio, los esfuerzos rasantes en el contacto entre las secciones de acero y hormigón deben calcularse mediante un análisis de secciones no fisuradas. Si, por el contrario, se tienen en cuenta los efectos de la fisuración, debe considerarse la rigidización a tracción y la sobrerresistencia del hormigón traccionado.

5.4.2.4 Fases y proceso constructivo

(1) Deberá realizarse un análisis adecuado para cubrir los efectos de la ejecución por fases, incluyendo cuando sea necesario los efectos separados de las acciones aplicadas al acero estructural y a los elementos total o parcialmente mixtos.

(2) Podrán despreciarse los efectos del proceso constructivo en el análisis en los Estados Límite Últimos distintos del de fatiga, en los elementos mixtos cuyas Clases sean 1 o 2 y en los cuales no sea necesario considerar el pandeo lateral.

5.4.2.5 Efectos térmicos

(1) Deberán tenerse en cuenta los efectos debidos a la temperatura de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

(2) Los efectos térmicos normalmente se podrán despreciar en el análisis de los Estados Límite Últimos, que no sean el de fatiga, para elementos mixtos cuyas secciones transversales sean de Clase 1 o 2 y en los cuales no sea necesario considerar el pandeo lateral.

(3) Como simplificación en el análisis global y para la determinación de tensiones en estructuras mixtas, se podrá tomar un valor del coeficiente de dilatación térmica para el acero estructural de $10 \times 10^{-6} ^\circ\text{C}^{-1}$. Para el cálculo de alargamientos y acortamientos del puente, debe tomarse un coeficiente de dilatación térmica de $12 \times 10^{-6} ^\circ\text{C}^{-1}$ para todos los materiales estructurales.

5.4.2.6 Pretensado por deformaciones impuestas controladas

(1) Cuando se realiza un pretensado por deformaciones impuestas controladas (por ejemplo, con gatos en los apoyos), los efectos de las posibles variaciones de los valores hipotéticos de las deformaciones impuestas y las rigideces sobre los esfuerzos deberán considerarse en el análisis de los Estados Límite Últimos y de Servicio.

(2) Salvo que se aplique un método más preciso para la determinación de esfuerzos, los valores característicos de las acciones indirectas debidas a deformaciones impuestas podrán calcularse con los valores característicos o nominales de las propiedades de los materiales y de las deformaciones impuestas, siempre que dichas deformaciones impuestas sean controladas.

5.4.2.7 Pretensado mediante tendones

- (1) Los esfuerzos producidos por el pretensado con tendones adherentes deben determinarse de acuerdo con el apartado 5.10.2 del Anejo 19 teniendo en cuenta los efectos de la fluencia y la retracción del hormigón y del hormigón fisurado, cuando corresponda.
- (2) En un análisis global, las fuerzas en los tendones no adherentes deben tratarse como fuerzas exteriores. Para la determinación de las fuerza en tendones no adherentes permanentes, deben tenerse en cuenta las deformaciones de la estructura completa.

5.4.2.8 Elementos a tracción en puentes mixtos

- (1) En esta cláusula, *elemento de hormigón a tracción* significa tanto:
- (a) un elemento aislado de hormigón armado traccionado trabajando junto con un elemento traccionado de acero estructural, con conexión a rasante únicamente en los extremos del elemento, que provoca una fuerza de tracción global en el elemento de hormigón a tracción; como
 - (b) la parte de hormigón armado de un elemento mixto con conexión a rasante a lo largo del elemento (*un elemento mixto a tracción*) sometido a tracción longitudinal.
- Ejemplos típicos son los arcos atirantados y celosías, donde los elementos de hormigón o mixtos actúan como elementos a tracción en el sistema mixto principal.
- (2) Para la determinación de los esfuerzos en un elemento traccionado, debe considerarse el comportamiento no lineal debido a la fisuración del hormigón y los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras, para el análisis global de los Estados Límite Últimos y de Servicio y así como para el estado límite de fatiga. Deben tenerse en cuenta los efectos que resultan de la sobrerresistencia del hormigón en tracción.
- (3) Para el cálculo de los esfuerzos del *elemento de hormigón a tracción*, deben tenerse en cuenta los efectos de la retracción del hormigón entre fisuras. Podrán despreciarse los efectos de la retracción autógena. Por simplificación y donde se apliquen los puntos (6) y (7), debe usarse la deformación libre por retracción del elemento no fisurado en la determinación de los efectos hiperestáticos debidos a la retracción.
- (4) Salvo que se emplee un método más preciso acorde con los puntos (2) y (3), puede utilizarse el método simplificado acorde con el punto (5). Alternativamente, son de aplicación los métodos de los puntos (6) y (7).
- (5) Pueden despreciarse los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras si, en el análisis global, los esfuerzos del *elemento de hormigón a tracción* se determinan mediante un análisis de secciones no fisuradas y los esfuerzos de los elementos de acero se determinan mediante un análisis de secciones fisuradas.
- (6) Los esfuerzos en arcos atirantados con *elementos aislados de hormigón armado a tracción* con conexión a rasante únicamente en los extremos del elemento pueden determinarse como sigue:

- determinación de los esfuerzos de la estructura de acero con una rigidez longitudinal efectiva $(EA_s)_{eff}$ del elemento de hormigón fisurado a tracción de acuerdo con la ecuación (5.6-1),

$$(EA_s)_{eff} = \frac{E_s A_s}{1 - 0.35/(1 + n_0 \rho_s)} \quad (5.6-1)$$

donde n_0 es el coeficiente de homogeneización para cargas instantáneas de acuerdo con el apartado 5.4.2.2(2), A_s es la armadura longitudinal del elemento de hormigón traccionado dentro del ancho eficaz y ρ_s es la cuantía de armadura $\rho_s = A_s/A_c$ determinada con el área efectiva de la sección transversal de hormigón A_c ,

- los esfuerzos axiles del elemento de hormigón a tracción $N_{Ed,serv}$ para el Estado Límite de Servicio y $N_{Ed,ult}$ para el Estado Límite Último se obtienen mediante,

$$N_{Ed,serv} = 1,15 A_c f_{ct,eff} (1 + n_0 \rho_s) \quad (5.6-2)$$

$$N_{Ed,ult} = 1,45 A_c f_{ct,eff} (1 + n_0 \rho_s) \quad (5.6-3)$$

donde $f_{ct,eff}$ es la resistencia a tracción efectiva del hormigón.

Salvo que se compruebe mediante métodos más precisos, la resistencia a tracción efectiva puede tomarse como $f_{ct,eff} = 0,7 f_{ctm}$ cuando el *elemento de hormigón a tracción* esté simultáneamente trabajando como viga y sometido a efectos globales y locales combinados.

(7) Para *elementos mixtos a tracción* sometidos a esfuerzos axiles y momentos flectores, las propiedades de la sección transversal fisurada y el axil de la parte de hormigón armado de la sección mixta deben determinarse con la rigidez longitudinal efectiva de la armadura de acuerdo con (5.6-1). Si los axiles de la parte de hormigón armado del elemento no superan los valores dados por las ecuaciones (5.6-2) y (5.6-3), estos valores deben emplearse en el cálculo. Las tensiones en la armadura pasiva deben determinarse con estos esfuerzos, pero teniendo en cuenta el área A_s de la sección transversal real de la armadura.

5.4.2.9 Tableros de puentes con vigas de acero embebidas

(1) Cuando la definición de los detalles constructivos sea acorde con el apartado 6.3, podrán despreciarse los efectos del deslizamiento entre el hormigón y las vigas de acero y los efectos del arrastre por cortante en el comportamiento a flexión longitudinal. Debe despreciarse la contribución del encofrado apoyado en las vigas de acero que se convierte en parte permanente de la construcción.

(2) Cuando la distribución de las cargas aplicadas después del endurecimiento del hormigón no sea uniforme en la dirección transversal a la luz de las vigas embebidas, el análisis deberá considerar la distribución transversal de las fuerzas debidas a la diferencia de deformación entre vigas embebidas adyacentes y de la rigidez a flexión transversal a la viga embebida, salvo que se compruebe que se obtiene una precisión suficiente con el análisis simplificado que suponga un comportamiento rígido en la dirección transversal.

(3) Deben tenerse en cuenta los efectos descritos en el punto (2) mediante el uso de uno de los siguientes métodos de análisis:

- modelizado mediante una losa ortótropa por abstracción de las vigas de acero,
- considerando el hormigón como discontinuo formando un emparrillado con elementos que tengan rigidez a flexión y a torsión, donde la rigidez a torsión de la sección de acero pueda despreciarse. Para la determinación de los esfuerzos en la dirección transversal, la rigidez a flexión y a torsión de los elementos transversales de hormigón puede tomarse como el 50% de la rigidez no fisurada,
- utilizando los métodos generales de acuerdo con el apartado 5.4.3.

El valor nominal del coeficiente de Poisson del hormigón puede tomarse como cero para los Estados Límite Últimos y como 0,2 para los Estados Límite de Servicio.

(4) Los esfuerzos deben determinarse mediante análisis elásticos, despreciando la redistribución de esfuerzos producida por la fisuración del hormigón.

(5) Los momentos flectores negativos en apoyos intermedios de vigas continuas embebidas con secciones transversales de Clase 1 pueden redistribuirse en los Estados Límite Últimos (salvo el de fatiga) en un porcentaje no superior al 15% para tener en cuenta el comportamiento inelástico de los

materiales. En todos los casos de carga, los esfuerzos tras la redistribución deben estar en equilibrio con las cargas.

(6) Los efectos de la fluencia sobre las deformaciones pueden tenerse en cuenta de acuerdo con el apartado 5.4.2.2. Podrán despreciarse los efectos de la retracción del hormigón.

(7) Para la determinación de flechas y contraflechas en Estado Límite de Servicio así como para el análisis dinámico, la rigidez a flexión efectiva de los tableros de vigas embebidas puede tomarse como:

$$E_a I_{eff} = 0.5(E_a I_1 + E_a I_2) \quad (5.6-4)$$

donde I_1 e I_2 son los valores del momento de inercia de la sección mixta sin fisurar y fisurada sometida a flexión positiva como se define en los apartados 1.5.2.11 y 1.5.2.12. La inercia de la sección transversal I_2 debe calcularse con la sección transversal efectiva del acero estructural, la armadura y el hormigón comprimido. El área del hormigón comprimido puede determinarse mediante la distribución plástica de tensiones.

(8) Se pueden despreciar las influencias de las diferencias y gradientes de temperatura, salvo para la determinación de flechas en puentes de ferrocarril sin capa de balasto puentes de ferrocarril con vía sobre losa sin balasto.

5.4.3 Análisis global no lineal para puentes

- (1) Puede utilizarse un análisis no lineal. No se dan reglas de aplicación.
- (2) Debe tenerse en cuenta el comportamiento de la unión a rasante.
- (3) Deben considerarse los efectos de la geometría deformada de la estructura.

5.4.4 Combinación de efectos de acciones globales y locales

(1) Deben añadirse los efectos de las acciones globales y locales empleando un coeficiente de combinación.

En el caso de forjados de losa ortotropa de carretera serán de aplicación los criterios establecidos en el Apéndice E del Anejo 29. En otros casos los efectos locales y globales se superpondrán utilizando su valor total, salvo en el caso de que se justifique una reducción mediante un estudio específico acorde con el nivel de fiabilidad requerido.

5.5 Clasificación de secciones transversales

5.5.1 Generalidades

- (1) El sistema de clasificación definido en el apartado 5.5.2 del Anejo 22 del Código Estructural es de aplicación en las secciones transversales de vigas mixtas.
- (2) Una sección mixta debe clasificarse de acuerdo con la clase menos favorable de sus elementos comprimidos de acero. La clase de una sección mixta depende, normalmente, de la dirección del momento flector sobre esa sección.
- (3) Un elemento de comprimido de acero coaccionado mediante fijaciones a un elemento de hormigón armado puede considerarse de una clase más favorable siempre que se haya demostrado que se ha producido una mejora en su comportamiento.
- (4) Para la clasificación, debe utilizarse la distribución plástica de tensiones, salvo en el límite entre las Clases 3 y 4, donde se deberá emplear una distribución elástica de tensiones teniendo en cuenta las fases de construcción y los efectos de la retracción y la fluencia. Para la clasificación, deben emplearse los valores de cálculo de las resistencias de los materiales. Debe despreciarse el hormigón a tracción.

La distribución de tensiones debe determinarse para la sección transversal bruta del alma de acero y de las alas eficaces.

(5) Para secciones transversales de Clase 1 y 2 con armaduras pasivas traccionadas, la armadura dispuesta dentro del ancho eficaz debe tener una ductilidad especificada para los aceros tipo S y SD (véase tabla 34.2.a). Adicionalmente, para una sección cuyo momento resistente se determine mediante los apartados 6.2.1.2, 6.2.1.3 o 6.2.1.4, debe disponerse dentro del ancho eficaz del ala de hormigón, un área mínima de armadura A_s que satisfaga la siguiente condición:

$$A_s \geq \rho_s A_c \quad (5.7)$$

con:

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (5.8)$$

donde:

A_c	es el área eficaz del ala de hormigón
f_y	es el valor nominal del límite elástico del acero estructural en N/mm ² .
f_{sk}	es el valor característico del límite elástico de la armadura pasiva
f_{ctm}	es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón, véase la tabla A19.3.1 o la tabla A19.11.3.1 del Anejo 19
k_c	es un coeficiente dado en el apartado 7.4.2
δ	es igual a 1,0 para secciones transversales de Clase 2 e igual a 1,1 para secciones transversales de Clase 1 en las que se requiera un giro de rótula plástica.

(6) Las mallas electrosoldadas no deben incluirse en la sección eficaz, cuando se dispongan dentro de una losa de hormigón, salvo que se haya demostrado que tienen una ductilidad suficiente para asegurar que no se produce su rotura frágil.

(7) En un análisis global por fases de construcción, deberá tenerse en cuenta la clase de la sección de acero en la fase considerada.

5.5.2 Clasificación de secciones mixtas no embebidas en hormigón

(1) Un ala de acero comprimida que esté coaccionada a pandeo por conexión eficaz con el ala de hormigón mediante conectadores podrá suponerse de Clase 1 si el espacio entre conectadores cumple con lo establecido en el apartado 6.6.5.5.

(2) La clasificación de otras alas y almas de acero comprimidas en vigas mixtas no embebidas en hormigón deberá cumplir con lo establecido en la tabla A22.5.2 del Anejo 22 del Código Estructural. El elemento que no cumpla los límites para Clase 3 se considerará como de Clase 4.

(3) Las secciones transversales con almas de Clase 3 y alas de Clases 1 o 2 podrán tratarse como una sección eficaz de Clase 2 con un alma eficaz de acuerdo con el apartado 6.2.2.4 del Anejo 22 del Código Estructural.

5.5.3 Clasificación de secciones para puentes con tablero de vigas de acero embebidas

(1) El ala exterior de acero de una sección mixta debe clasificarse de acuerdo con la tabla A32.5.2.

(2) Un alma de Clase 3 que esté embebida en hormigón puede representarse mediante un alma eficaz de la misma sección transversal de Clase 2.

Tabla A32.5.2 Valores máximos de c/t para alas de vigas embebidas

perfil laminado	perfil soldado	
		Distribución de tensiones (compresión positiva)
Clase	Tipo	Límite máximo (c/t)
1	Laminado o soldado	$c/t \leq 9\epsilon$
2		$c/t \leq 14\epsilon$
3		$c/t \leq 20\epsilon$

$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ con f_y en N/mm²

6 Estados Límite Últimos

6.1 Vigas

6.1.1 Vigas en puentes. Generalidades

(1) En las vigas mixtas debe comprobarse:

- la resistencia de la sección transversal (véanse los apartados 6.2 y 6.3),
- la resistencia a pandeo lateral por torsión (véase el apartado 6.4),
- la resistencia a la abolladura por cortante y a fuerzas aplicadas en el plano de las almas (véanse los apartados 6.2.2 y 6.5),
- la resistencia a rasante (véase el apartado 6.6),
- la resistencia a fatiga (véase el apartado 6.8).

6.1.2 Ancho eficaz para la comprobación de secciones transversales

(1) El ancho eficaz del ala de hormigón debe determinarse, para la comprobación de la sección transversal, de acuerdo con el apartado 5.4.1.2, teniendo en cuenta la distribución del ancho eficaz entre apoyos y en las regiones de centro de vano.

6.2 Resistencia de secciones transversales de vigas

6.2.1 Resistencia a flexión

6.2.1.1 Generalidades

(1) La resistencia de cálculo a flexión debe determinarse con la teoría rígido-plástica únicamente cuando la sección transversal mixta eficaz sea de Clase 1 o de Clase 2 y cuando no se utilice un pretensado con tendones.

- (2) El análisis elástico y la teoría no lineal para resistencia a flexión pueden aplicarse a secciones transversales de cualquier clase.
- (3) En análisis elástico y teoría no lineal, puede suponerse que la sección mixta se mantiene plana si los conectadores y la armadura transversal se calculan de acuerdo con el apartado 6.6, considerando la adecuada distribución del valor de cálculo de la fuerza rasante.
- (4) Se despreciará la resistencia a tracción del hormigón.
- (5) Cuando la sección de acero de un elemento mixto sea curva en planta, deben tenerse en cuenta los efectos de la curvatura.

6.2.1.2 Momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$ de una sección mixta

- (1) En el cálculo de $M_{pl,Rd}$ deben considerarse las siguientes hipótesis:

- hay una adherencia perfecta entre el acero estructural, la armadura pasiva y el hormigón,
- el área eficaz del elemento de acero estructural alcanza el valor de cálculo del límite elástico f_{yd} en tracción o compresión,
- las áreas eficaces de la armadura longitudinal a tracción y a compresión alcanzan el valor de cálculo del límite elástico f_{sd} de tracción o compresión. Alternativamente, puede despreciarse la armadura comprimida de una losa de hormigón,
- el área eficaz del hormigón comprimido resiste una tensión de $0,85f_{cd}$, constante en toda la altura total entre la fibra neutra plástica y la fibra más comprimida de hormigón, donde f_{cd} es la resistencia de cálculo a compresión del hormigón en probeta cilíndrica.

La figura A32.6.2 muestra las distribuciones de tensiones plásticas más habituales.

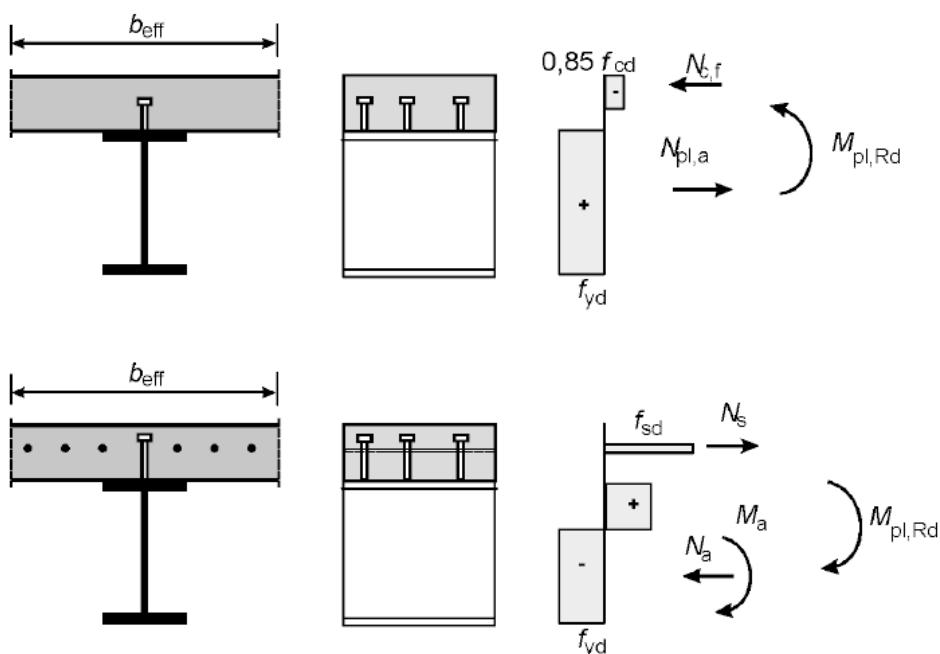


Figura A32.6.2 Ejemplos de distribuciones de tensiones plásticas en una viga mixta con una losa maciza y conexión total a rasante para flexión positiva y negativa

- (2) Para secciones transversales mixtas con acero estructural S420 o S460, donde la distancia x_{pl} entre la fibra neutra plástica y la fibra extrema de la losa de hormigón comprimida excede del 15% del

canto total h del elemento, el valor de cálculo del momento resistente M_{Rd} debe tomarse como $\beta M_{pl,Rd}$, donde β es el coeficiente de reducción dado en la figura A32.6.3. Para valores de x_{pl}/h superiores a 0,4, el momento flector resistente debe determinarse a partir del apartado 6.2.1.4 o 6.2.1.5.

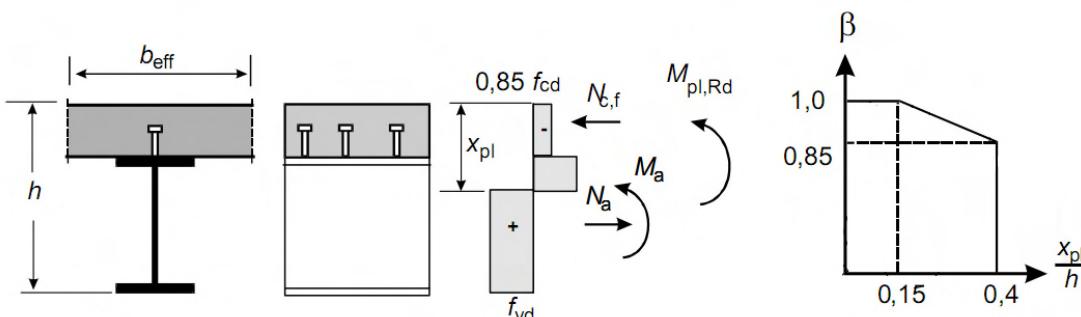


Figura A32.6.3

Coeficiente de reducción β para $M_{pl,Rd}$

(3) Cuando se utilice la teoría plástica y la armadura pasiva esté traccionada, esta armadura debe ser acorde con el apartado 5.5.1(5).

6.2.1.3 Reglas adicionales para vigas en puentes

(1) Cuando una viga mixta esté sometida a flexión biaxial, combinación de flexión y torsión, o a efectos globales y locales combinados, debe tenerse en cuenta el apartado 6.2.1(5) del Anejo 22 del Código Estructural.

(2) Cuando se utilice el análisis elástico global en vigas continuas, M_{Ed} no debe superar $0,9M_{pl,Rd}$ en ninguna sección transversal de Clase 1 o 2 a flexión positiva con la losa de hormigón comprimida donde:

- la sección transversal a flexión negativa, en o cerca de un apoyo adyacente, sea de Clase 3 o 4, y
- la relación entre las longitudes de los vanos adyacentes a ese apoyo (más corto/más largo) sea inferior a 0,6.

Como alternativa, debe emplearse un análisis global que tenga en cuenta el comportamiento inelástico.

6.2.1.4 Resistencia a flexión no lineal

(1) Cuando la resistencia a flexión de una sección mixta se determine mediante la teoría no lineal, deben tenerse en cuenta las relaciones tensión-deformación de los materiales.

(2) Debe suponerse que la sección mixta se mantiene plana y que la deformación de la armadura adherente, tanto a tracción como a compresión, es la misma que la deformación media en el hormigón adyacente.

(3) La tensión en el hormigón comprimido debe calcularse a partir de las curvas tensión-deformación dadas en el apartado 3.1.7 del Anejo 19.

(4) Las tensiones en la armadura pasiva deben calcularse a partir de los diagramas bilineales recogidos en el apartado 3.2.7 del Anejo 19.

(5) Las tensiones en el acero estructural comprimido o traccionado deben calcularse a partir de los diagramas bilineales dados en el apartado 5.4.3(4) del Anejo 22 del Código Estructural y deben considerarse los efectos del método de construcción (por ejemplo, apeado o no apeado).

(6) Para secciones mixtas de Clase 1 o 2 con el ala de hormigón comprimida, el momento resistente no lineal M_{Rd} puede determinarse como una función del axil de compresión en el hormigón N_c utilizando las expresiones simplificadas (6.2) y (6.3), como se muestra en la figura A32.6.6:

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{para } N_c \leq N_{c,el} \quad (6.2)$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{para } N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f} \quad (6.3)$$

con:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed} \quad (6.4)$$

donde:

$M_{a,Ed}$ es el valor de cálculo del momento flector aplicado a la sección de acero estructural antes de la acción mixta

$M_{c,Ed}$ es la parte del valor de cálculo del momento flector aplicado sobre la sección mixta

k es el coeficiente más bajo para el que se alcanza alguno de los límites de tensiones del apartado 6.2.1.5(2); cuando la construcción no es apeada, debe tenerse en cuenta la secuencia constructiva

$N_{c,el}$ es el axil de compresión en el ala de hormigón correspondiente al momento $M_{el,Rd}$.

Para secciones transversales en las que se aplique el apartado 6.2.1.2(2), en la expresión (6.3) y en la figura A32.6.6, en vez de $M_{pl,Rd}$, debe utilizarse el valor reducido $\beta M_{pl,Rd}$.

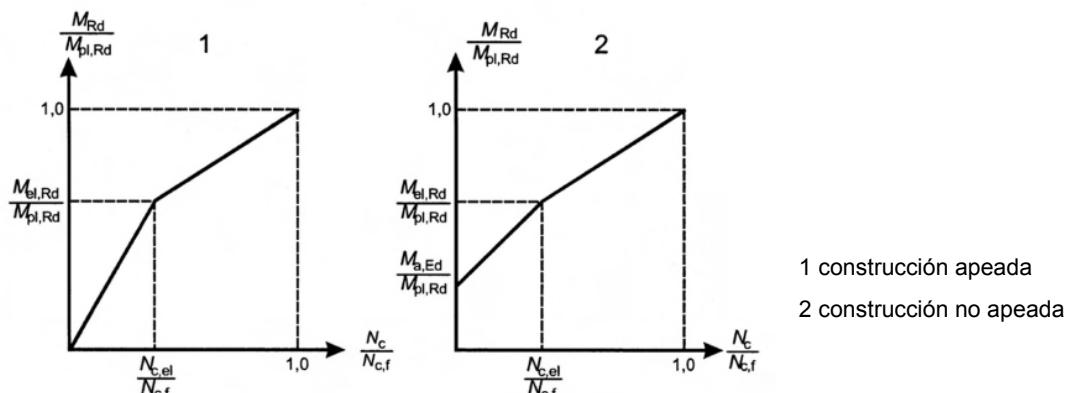


Figura A32.6.6 Relación simplificada entre M_{Rd} y N_c para secciones con la losa de hormigón comprimida

(7) Donde se determine la resistencia a flexión de la sección mixta mediante la teoría no lineal, la tensión en el acero de pretensado debe calcularse con los diagramas de cálculo del apartado 3.3.6 del Anexo 19. Debe tenerse en cuenta la deformación inicial de cálculo en las armaduras activas cuando se esté evaluando la tensión en los tendones.

6.2.1.5 Resistencia elástica a flexión

(1) Las tensiones deben calcularse mediante la teoría elástica usando un ancho eficaz del ala de hormigón de acuerdo con el apartado 6.1.2. Para secciones transversales de Clase 4, la sección eficaz de acero estructural debe determinarse de acuerdo con el apartado 4.3 del Anexo 25 del Código Estructural.

(2) En el cálculo de la resistencia elástica a flexión en base a la sección transversal eficaz, la tensión límite debe tomarse como:

- f_{cd} en el hormigón comprimido,
- f_{yd} en el acero estructural comprimido o traccionado,
- f_{sd} en la armadura traccionada o comprimida. Alternativamente, puede despreciarse la armadura comprimida en una losa de hormigón.

(3) Las tensiones debidas a las acciones aplicadas solamente sobre la estructura de acero deben añadirse a las tensiones debidas a las acciones aplicadas sobre el elemento mixto.

(4) Salvo que se emplee un método más preciso, debe tenerse en cuenta el efecto de la fluencia utilizando un coeficiente de homogeneización acorde con el apartado 5.4.2.2.

(5) En secciones transversales con el hormigón a tracción que se supone fisurado, pueden despreciarse las tensiones debidas a efectos isostáticos de retracción.

(6) Las alas comprimidas deben comprobarse a pandeo lateral por torsión de acuerdo con el apartado 6.4.

(7) Para puentes mixtos con secciones transversales de Clase 4 calculados de acuerdo con el apartado 4 del Anejo 25 del Código Estructural, la suma de las tensiones de las distintas fases de construcción y uso, calculadas sobre secciones brutas, debe emplearse para el cálculo de la sección transversal eficaz de acero en el instante considerado. Estas secciones transversales eficaces deben emplearse para la comprobación de las tensiones en la sección mixta en las distintas fases de construcción y uso.

(8) En el cálculo de la resistencia elástica a flexión basado en la sección transversal eficaz, la tensión límite en las armaduras pasivas debe tomarse como f_{pd} de acuerdo con el apartado 3.3.6 del Anejo 19. Debe tenerse en cuenta la tensión debida a la deformación inicial en las armaduras pasivas de acuerdo con el apartado 5.10.8 del Anejo 19.

(9) Se podrá emplear tanto el método expuesto en los apartados 6.2.1.5(7) y 6.2.1.5(8), relativo al ancho eficaz, como el método alternativo de tensiones reducidas expuesto en el apartado 10 del Anejo 25 del Código Estructural.

6.2.2 Resistencia a cortante vertical

6.2.2.1 Alcance

(1) El apartado 6.2.2 es de aplicación a vigas mixtas con secciones de acero estructural laminado o soldado de alma llena, que puede estar rigidizada.

6.2.2.2 Resistencia plástica a cortante vertical

(1) La resistencia a cortante vertical $V_{pl,Rd}$ debe tomarse como la resistencia de la sección de acero estructural $V_{pl,a,Rd}$ salvo que se haya establecido un valor para la contribución de la parte de hormigón armado de la viga.

(2) El valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante $V_{pl,a,Rd}$ de la sección de acero estructural debe determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.6 del Anejo 22 del Código Estructural.

6.2.2.3 Resistencia a abolladura por cortante

(1) La resistencia a abolladura por cortante $V_{b,Rd}$ de un alma de acero no embebida debe determinarse de acuerdo con el apartado 5 del Anejo 25 del Código Estructural.

(2) No debe tenerse en cuenta la contribución de la losa de hormigón, salvo que se utilice un método más preciso que el apartado 5 del Anejo 25 del Código Estructural y salvo que la conexión a rasante se calcule para la fuerza vertical correspondiente.

6.2.2.4 Flexión y cortante vertical

(1) Cuando es esfuerzo cortante vertical V_{Ed} supere la mitad de la resistencia a cortante V_{Rd} por el menor de los valores entre $V_{pl,Rd}$ del apartado 6.2.2.2 y $V_{b,Rd}$ del apartado 6.2.2.3, debe considerarse su efecto sobre el momento resistente.

(2) Para secciones transversales de Clase 1 o 2, puede tenerse en cuenta la influencia del cortante vertical en la resistencia a flexión mediante una reducción del valor de cálculo de la resistencia del acero $(1 - \rho)f_{yd}$ en el área de cortante, como se muestra en la figura A32.6.7 donde:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 \quad (6.5)$$

y V_{Rd} es la resistencia a cortante vertical apropiada, determinada de acuerdo con el apartado 6.2.2.2 o 6.2.2.3.

(3) Para secciones transversales de Clases 3 y 4, es aplicable el apartado 7.1 del Anejo 25 del Código Estructural utilizando M_{Ed} el momento flector total en la sección considerada y tanto $M_{pl,Rd}$ como $M_{f,Rd}$ para la sección mixta.

(4) No debe tenerse en cuenta el cambio de posición de la fibra neutra plástica de la sección transversal producido por el límite elástico reducido de acuerdo con el punto (2) cuando se clasifique el alma de acuerdo con el apartado 5.5.

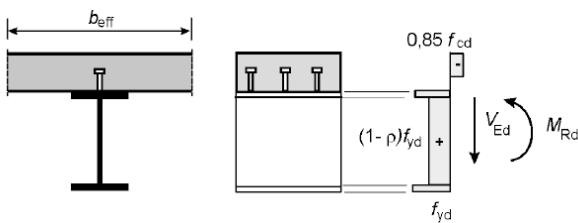


Figura A32.6.7 Distribución plástica de tensiones modificada por el efecto del cortante vertical

6.2.2.5 Reglas adicionales para vigas de puentes

(1) Cuando se aplique el apartado 5.4(1) del Anejo 25 del Código Estructural para una viga con un ala mixta, la dimensión del ala no mixta puede emplearse, incluso si esta es el ala de acero más larga. El esfuerzo axil N_{Ed} del apartado 5.4(2) del Anejo 25 del Código Estructural debe tomarse como el esfuerzo axil que actúa sobre la sección mixta. En alas mixtas, debe emplearse el área eficaz.

(2) Para el cálculo de $M_{f,Rd}$ del apartado 7.1(1) del Anejo 25 del Código Estructural, debe emplearse el valor de cálculo de la resistencia plástica a flexión de la sección mixta eficaz excluyendo el alma de acero.

(3) Para el cortante vertical en el ala de hormigón de una sección mixta, es de aplicación el apartado 6.2.2 del Anejo 21.

Se utilizarán los valores $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$ y $k_1 = 0,12$ en la expresión utilizada en el apartado 6.2.2 del Anejo 19, tomando la tensión $\sigma_{cp,0} = -1,85 \text{ N/mm}^2$.

6.3 Tableros con vigas de acero embebidas

6.3.1 Alcance

- (1) Los apartados 6.3.1 a 6.3.5 son aplicables a los tableros definidos en el apartado 1.5.2.14. En la figura A32.6.8 se muestra una sección transversal típica de un tablero de vigas embebidas con encofrado perdido no colaborante. No se dan reglas de aplicación para vigas completamente embebidas.
- (2) Las vigas de acero pueden ser perfiles laminados o perfiles soldados con una sección transversal constante. Para perfiles soldados, tanto el ancho de las alas como la altura del alma deben estar comprendidos entre los intervalos disponibles para perfiles laminados en H o en I.
- (3) Los vanos pueden ser simplemente apoyados o continuos. Los apoyos pueden ser rectos o esviados.

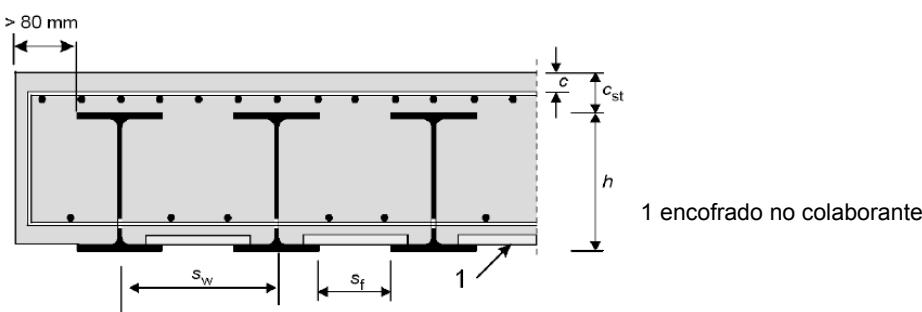


Figura A32.6.8 Sección transversal típica de un tablero con vigas de acero embebidas

- (4) Los tableros con vigas de acero embebidas deben cumplir lo siguiente:
- las vigas de acero no presenten curvatura en planta,
 - el ángulo de esviaje θ no debe ser superior a 30° (el valor $\theta = 0$ corresponde a un tablero no esviado),
 - la altura nominal h de las vigas de acero cumple que: $210 \text{ mm} \leq h \leq 1100 \text{ mm}$,
 - la distancia s_w entre las almas de las vigas de acero no debe superar el menor de los valores $h / 3 + 600 \text{ mm}$ o 750 mm , donde h es la altura nominal de las vigas de acero en mm,
 - el recubrimiento de hormigón c_{st} sobre las vigas de acero cumple las condiciones:
 $c_{st} \geq 70 \text{ mm}, \quad c_{st} \leq 150 \text{ mm}, \quad c_{st} \leq h/3, \quad c_{st} \leq x_{pl} - t_f,$
 donde x_{pl} es la distancia entre la fibra neutra plástica a flexión positiva y la fibra extrema en el hormigón comprimido, y t_f es el espesor del ala de acero,
 - el recubrimiento de hormigón que cubre el lateral de las alas de acero embebidas no es inferior a 80 mm,
 - la distancia libre s_f entre las alas superiores de las vigas de acero no es inferior a 150 mm, para permitir el vertido y compactación del hormigón,
 - la base del ala inferior de las vigas de acero no está embebida,
 - una capa inferior de armadura pasiva transversal atraviesa las almas de las vigas de acero y se ancla más allá del final de las vigas de acero y en cada extremo de cada barra, de forma que se alcance su límite elástico de acuerdo con el apartado 8.4 del Anexo 19; se emplean barras

corrugadas de acuerdo con el apartado 3.2.2 el Apéndice C del Anejo 19; su diámetro no es inferior a 16 mm y su separación no es superior a 300 mm,

- se utiliza hormigón de densidad normal,
- debe decaparse la superficie de las vigas de acero. La base, las superficies superiores y los bordes del ala inferior de las vigas de acero deben protegerse frente a la corrosión,
- para puentes de carreteras y ferrocarril, los huecos en las almas de las secciones de acero deben realizarse mediante taladros.

6.3.2 Generalidades

- (1) Los tableros con vigas de acero embebidas deben calcularse a Estado Límite Último de acuerdo con los apartados 6.3.2 a 6.3.5 y a Estado Límite de Servicio de acuerdo con el apartado 7.
- (2) Las vigas de acero con uniones atornilladas y/o soldadas deben comprobarse a fatiga.
- (3) Las secciones transversales mixtas deben clasificarse de acuerdo con el apartado 5.5.3.
- (4) No necesitan disponerse conexiones mecánicas de cortante.

6.3.3 Momentos flectores

- (1) El valor de cálculo del momento resistente de las secciones transversales mixtas debe determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.1. Cuando el esfuerzo cortante vertical $V_{a,Ed}$ de la sección de acero supere la mitad de la resistencia a cortante dada en el apartado 6.3.4, debe considerarse su efecto en el momento resistente de acuerdo con el apartado 6.2.2.4(2) y (3).
- (2) La resistencia de cálculo de las secciones de hormigón armado a los momentos flectores transversales debe determinarse de acuerdo con el Anejo 21.

6.3.4 Cortante vertical

- (1) La resistencia a cortante vertical de la sección transversal mixta debe tomarse como la resistencia de la sección de acero estructural $V_{pl,a,Rd}$, salvo que el valor de la contribución del hormigón armado se haya establecido de acuerdo con el Anejo 21.
- (2) Salvo que se emplee un análisis más preciso, la parte $V_{c,Ed}$ del cortante vertical total V_{Ed} que actúa sobre la parte de hormigón armado puede tomarse como $V_{c,Ed} = V_{Ed}(M_{s,Rd}/M_{pl,Rd})$, con $M_{s,Rd} = N_s z_s = A_s f_{sd} z_s$. El brazo mecánico z_s se muestra en la figura A32.6.9 para un tablero de vigas de acero embebidas de Clase 1 o 2.

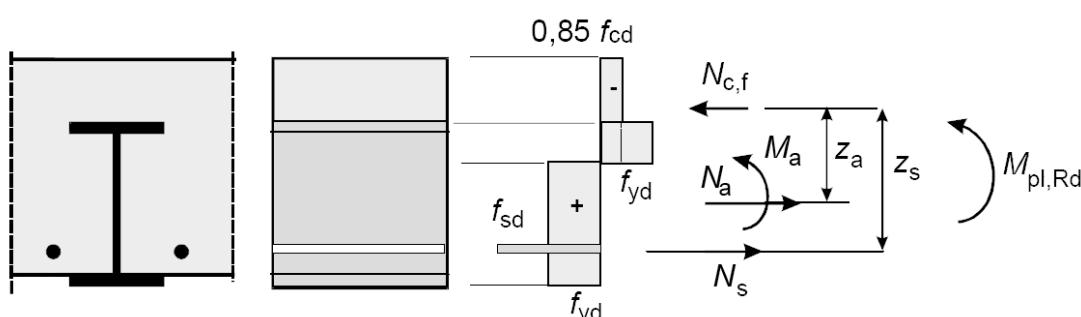


Figura A32.6.9 Distribución de tensiones en M_{Rd} para parte de un tablero con vigas de acero embebidas de Clase 1 o 2

(3) El valor de cálculo de la resistencia a cortante vertical de las secciones de hormigón armado entre vigas embebidas debe comprobarse de acuerdo con los Anejos 19 y 21.

6.3.5 Resistencia y estabilidad de las vigas de acero durante la ejecución

(1) Las vigas de acero deben comprobarse antes del endurecimiento del hormigón de acuerdo con los Anejos 22 y 29 del Código Estructural.

6.4 Pandeo lateral por torsión en vigas mixtas

6.4.1 Generalidades

(1) El ala de acero unida a una losa de hormigón o mixta por una conexión a rasante de acuerdo con el apartado 6.6 se podrá suponer estable lateralmente, siempre que se evite la inestabilidad lateral de la losa de hormigón.

(2) Deberá comprobarse la estabilidad lateral de todas las demás alas de acero comprimidas.

(3) Los métodos establecidos en los apartados 6.3.2.1 a 6.3.2.3 del Anejo 22 del Código Estructural y, de forma más general, en el apartado 6.3.4 de ese anejo, serán de aplicación a la sección transversal de acero en base a los esfuerzos de la sección mixta, teniendo en cuenta los efectos del proceso constructivo de acuerdo con el apartado 5.4.2.4. Podrán considerarse las coacciones laterales y elásticas a torsión a nivel de conexión a rasante con la losa de hormigón.

6.4.2 Vigas en puentes con secciones transversales de canto constante de Clase 1, 2 o 3

(1) Para vigas con una sección transversal de acero de canto constante de Clase 1, 2 o 3, arriostradas de acuerdo con el punto (5) de este apartado, el valor de cálculo del momento resistente a pandeo deberá tomarse como:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (6.6)$$

donde:

χ_{LT} es el coeficiente de reducción para pandeo lateral por torsión correspondiente a la esbeltez relativa $\bar{\lambda}_{LT}$

M_{Rd} es el valor de cálculo del momento resistente en la sección transversal correspondiente.

Los valores del coeficiente de reducción χ_{LT} podrán obtenerse del apartado 6.3.2 del Anejo 22 del Código Estructural.

(2) Para secciones transversales de Clase 1 o 2, $M_{Rd} = M_{pl,Rd}$, determinado de acuerdo con el apartado 6.2.1.2.

(3) Para secciones transversales de Clase 3, M_{Rd} debe tomarse como el $M_{el,Rd}$ dado en la expresión (6.4), pero tomándolo como el menor entre el valor de cálculo del momento flector que produzca la tensión a tracción f_{sd} en la armadura pasiva o el que produzca la tensión f_{yd} en la fibra extrema de la sección de acero.

(4) La esbeltez relativa $\bar{\lambda}_{LT}$ podrá calcularse como:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (6.7)$$

donde:

M_{Rk} es el momento resistente de la sección mixta utilizando los valores característicos de las propiedades del material y el método especificado para M_{Rd}

M_{cr} es el momento elástico crítico a pandeo lateral por torsión determinado en la sección transversal correspondiente.

(5) Cuando la losa esté unida a uno o más elementos de apoyo de acero aproximadamente paralelos a la viga mixta considerada y se satisfagan las condiciones (a) y (b) siguientes, el cálculo del momento elástico crítico M_{cr} podrá basarse en el modelo de "pórtico continuo en U invertida". Como muestra la figura A32.6.10, este modelo tiene en cuenta la flexión del alma de acero, producida por el desplazamiento lateral del ala inferior, y el giro del ala superior.

- a) El ala superior del elemento de acero se une a la losa de hormigón armado mediante conectadores, de acuerdo con el apartado 6.6.
- b) En cada apoyo del elemento de acero, el ala inferior se arriostra lateralmente y el alma se rigidiza. En cualquier otro punto, el alma no está rigidizada.

(6) Al nivel del ala superior de acero, podrá adoptarse la rigidez al giro por unidad de longitud de la viga de acero k_s para representar el modelo de pórtico en U mediante una única viga:

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (6.8)$$

donde:

k_1 es la rigidez a flexión de la losa de hormigón fisurada en la dirección transversal a la viga de acero, que se podrá tomar como:

$$k_1 = \alpha E_a I_2 / a \quad (6.9)$$

donde $\alpha = 2$ si se calcula k_1 de una viga de borde, con o sin voladizo, y $\alpha = 3$ para una viga interior. Para vigas interiores en un tablero de puente con cuatro o más vigas similares, puede emplearse $\alpha = 4$

a es la separación entre vigas paralelas

$E_a I_2$ es la rigidez a flexión "fisurada" por unidad de ancho de la losa de hormigón o mixta, como se define en 1.5.2.12, donde I_2 debe tomarse como el valor mínimo entre el del centro de vano para flexión positiva y el de los elementos metálicos de apoyo para momentos negativos

k_2 es la rigidez a flexión del alma de acero, tomada como:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1-\nu_a^2)h_s} \quad (6.10)$$

donde ν_a es el módulo de Poisson para el acero y h_s y t_w se definen en la figura A32.6.10.

(7) En el modelo de pórtico en U, podrá tenerse en cuenta para el cálculo del M_{cr} el efecto favorable de la rigidez torsional de Saint Venant, $G_a I_{at}$, de la sección de acero.

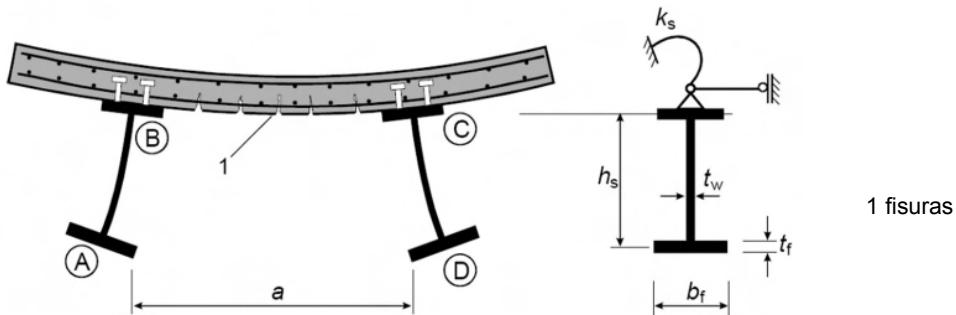


Figura A32.6.10 Modelo de pórtico en U

6.4.3 Métodos generales para pandeo de elementos y pórticos

6.4.3.1 Método general

(1) Para elementos mixtos fuera del campo de aplicación de los apartados 6.4.2(1) o 6.7 y para pórticos mixtos, es de aplicación el apartado 6.3.4 del Anejo 29. Para la determinación de α_{ult} y α_{crit} , deben emplearse las resistencias y rigideces adecuadas del hormigón y de los elementos mixtos, de acuerdo con los Anejos 19, 21 y los Anejos 30 y 32 respectivamente.

6.4.3.2 Método simplificado

(1) Son de aplicación los apartados 6.3.4.2 y D2.4 del Anejo 29 para las alas de acero estructural de las vigas mixtas y los cordones de las celosías mixtas. Cuando la coacción provenga del hormigón o de elementos mixtos, deben emplearse las rigideces elásticas apropiadas de acuerdo con los Anejos 19, 21 y los Anejos 30 y 32.

6.5 Esfuerzos transversales en las almas

6.5.1 Generalidades

(1) Son de aplicación las reglas dadas en el apartado 6 del Anejo 25 para determinar el valor de cálculo de la resistencia de las almas (no rigidizadas o rigidizadas) frente a esfuerzos transversales aplicados a través de las alas al ala de acero no mixta de una viga mixta y a la parte adyacente del alma.

(2) Si el esfuerzo transversal actúa en combinación con los esfuerzos flector y axil, la resistencia debe comprobarse de acuerdo con el apartado 7.2 del Anejo 25.

6.5.2 Pandeo inducido en el alma por las alas

(1) Es de aplicación el apartado 8 del Anejo 25 siempre que el área A_{fc} se tome igual al menor de los valores siguientes: al área del ala de acero no mixta o al área homogeneizada del ala de acero mixta empleando el coeficiente de homogeneización para cargas instantáneas.

6.6 Conexión a rasante

6.6.1 Generalidades

6.6.1.1 Bases de cálculo

(1) El apartado 6.6 es de aplicación a vigas mixtas y, según proceda, a otros tipos de elementos mixtos.

(2) La conexión a rasante y la armadura pasiva transversal deben disponerse de forma que transmitan el esfuerzo rasante entre el hormigón y el elemento de acero estructural, despreciando el efecto de la adherencia natural entre ambos.

(3) Los conectadores deben tener la capacidad de deformación suficiente para justificar cualquier redistribución inelástica del rasante supuesta en el cálculo.

(4) Los conectadores dúctiles son aquellos que tienen una capacidad de deformación suficiente para justificar la hipótesis de un comportamiento plástico ideal de la conexión a rasante en la estructura considerada.

(5) Un conectador puede considerarse dúctil si el valor característico de su capacidad de deslizamiento δ_{uk} es, al menos, 6 mm.

NOTA: En el Apéndice B del Anejo 30, se recoge un método de evaluación de δ_{uk} .

(6) Cuando se utilicen dos o más tipos distintos de conexiones a rasante en un mismo vano de una viga, debe tenerse en cuenta cualquier diferencia considerable en sus propiedades de carga-deslizamiento.

(7) Los conectadores deben ser capaces de evitar la separación del elemento de hormigón del elemento de acero, salvo que la separación se evite por otros medios.

(8) Para evitar la separación de la losa, los conectadores deben calcularse para resistir una tracción última nominal, perpendicular al plano del ala de acero, de al menos 0,1 veces el valor de cálculo de la resistencia última a cortante de los conectadores. Si es necesario, se deberán complementar con dispositivos de anclaje.

(9) Debe suponerse que los pernos conectadores, de acuerdo con el apartado 6.6.5.7, proporcionan la suficiente resistencia a levantamiento (despegue), salvo que la conexión a rasante esté sometida a tracción directa.

(10) Debe evitarse el fallo a rasante y rotura de la losa de hormigón producido por esfuerzos concentrados introducidos por los conectadores.

(11) Si la definición de los detalles constructivos de los conectadores es acorde con las disposiciones correspondientes del apartado 6.6.5 y la armadura transversal es acorde con el apartado 6.6.6, puede suponerse que se cumple el apartado 6.6.1.1(10).

(12) Cuando se aplique un método de interconexión distinto de los conectadores incluidos en el apartado 6.6 para transmitir el rasante entre el elemento de acero y el de hormigón, el comportamiento considerado en el cálculo debe estar basado en ensayos y complementado por un modelo conceptual. El cálculo del elemento mixto debe ajustarse, en la medida de lo posible, al cálculo de un elemento similar en el que se empleen conectadores como los incluidos en el apartado 6.6.

(13) Junto a pórticos transversales y a los rigidizadores transversales de las almas, así como para vigas cajón mixtas, deben considerarse los efectos de los momentos flectores en la superficie de contacto acero-hormigón, que actúan sobre un eje paralelo al eje de la viga de acero, producidos por deformaciones en la losa o en el elemento de acero.

6.6.1.2 Estados Límite Últimos distintos del de fatiga

(1) Para las comprobaciones en Estado Límite Último, el tamaño y la separación de los conectadores puede tomarse constante en cualquier longitud en la que el valor de cálculo del rasante por unidad de longitud no supere el valor de cálculo de la resistencia a rasante en más de un 10%. Sobre el total de esa longitud, el valor de cálculo del esfuerzo rasante total no debe superar el valor de cálculo de la resistencia a cortante total.

6.6.2 Esfuerzo rasante en vigas para puentes

6.6.2.1 Vigas en las que se utilice la teoría elástica o no lineal para la resistencia de las secciones transversales

(1) Para cualquier combinación de cargas y reparto de acciones de cálculo, el rasante por unidad de longitud en la superficie de contacto entre acero y hormigón de un elemento mixto, $v_{L,Ed}$, debe obtenerse a partir de un intervalo de variación del esfuerzo longitudinal en el elemento de acero o en el de hormigón de la sección mixta. Cuando se emplee la teoría elástica para el cálculo de la resistencia de las secciones, puede emplearse la envolvente de cortante en la dirección correspondiente.

(2) En general, deben emplearse las propiedades elásticas de la sección no fisurada para la determinación del esfuerzo rasante, incluso cuando en el análisis global se suponga que el hormigón está fisurado. Pueden tenerse en cuenta los efectos de la fisuración del hormigón en el esfuerzo rasante, si en el análisis global y para la determinación del rasante se tienen en cuenta los efectos de la rigidización a tracción y la posible sobrerresistencia del hormigón.

(3) Cuando existan esfuerzos rasantes concentrados, deben tenerse en cuenta los efectos locales del deslizamiento longitudinal; por ejemplo, como se indica en los apartados 6.6.2.3 y 6.6.2.4. En caso contrario, pueden despreciarse los efectos del deslizamiento longitudinal.

(4) Para vigas cajón mixtas, el esfuerzo rasante en los conectadores debe incluir los efectos de la flexión y la torsión, así como, cuando corresponda, la distorsión de acuerdo con el apartado 6.2.7 del Anejo 29. Para vigas cajón con un ala calculada como una placa mixta véase el apartado 9.4.

6.6.2.2 Vigas en puentes con secciones transversales de Clase 1 o 2

(1) En elementos con secciones de Clase 1 o 2, si el valor de cálculo del momento flector total $M_{Ed,max} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed}$ supera el momento elástico resistente $M_{el,Rd}$, debe tenerse en cuenta la no linealidad de la relación entre el cortante y el rasante en las regiones inelásticas del elemento. $M_{a,Ed}$ y $M_{c,Ed}$ se definen en el apartado 6.2.1.4(6).

(2) Este punto es de aplicación a las zonas en las que la losa de hormigón está comprimida, como se muestra en la figura A32.6.11. Los conectadores deben disponerse a lo largo de la región inelástica L_{A-B} para resistir el esfuerzo rasante $V_{L,Ed}$ que resulta de la diferencia entre los esfuerzos axiles N_{cd} y $N_{c,el}$ de la losa de hormigón en las secciones transversales B y A, respectivamente. La resistencia a flexión $M_{el,Rd}$ se define en el apartado 6.2.1.4. Si el momento flector máximo $M_{Ed,max}$ en la sección B es menor que el momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$, el esfuerzo axil N_{cd} en la sección B puede determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.1.4(6) y la figura A32.6.6 o, alternativamente, empleando la relación lineal simplificada acorde con la figura A32.6.11.

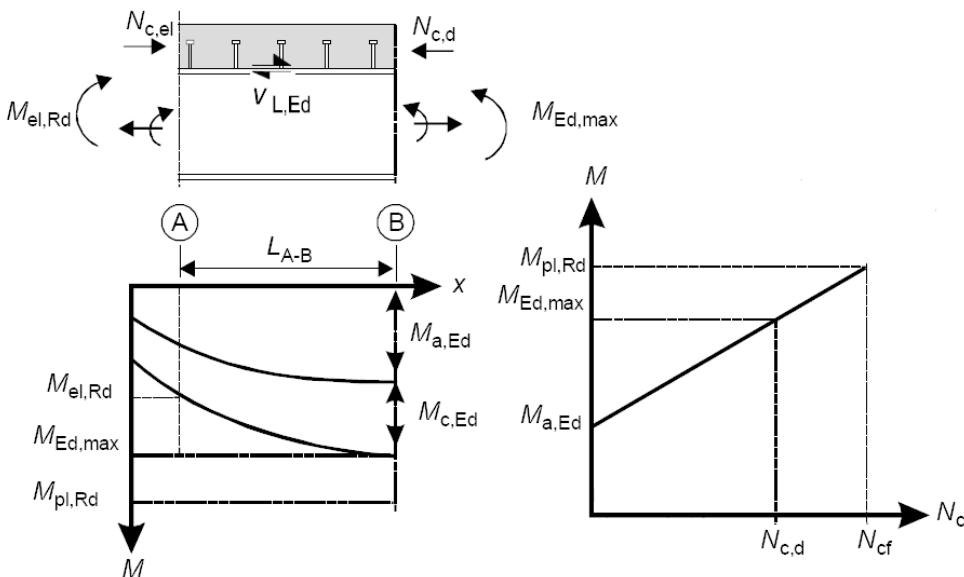


Figura A32.6.11 Determinación del rasante en vigas con comportamiento inelástico de las secciones transversales

(3) Donde se tengan en cuenta los efectos del comportamiento inelástico de una sección transversal con las losas de hormigón en tracción, los esfuerzos rasantes y su distribución deben determinarse a partir de las diferencias entre esfuerzos en la losa de hormigón armado dentro de la zona inelástica de la viga, considerando los efectos de la rigidización a tracción del hormigón entre fisuras y la posible sobrerresistencia del hormigón a tracción. Para la determinación de $M_{el,Rd}$, son de aplicación los apartados 6.2.1.4(7) y 6.2.1.5.

(4) Salvo que se emplee un método acorde con el punto (3), los esfuerzos rasantes deben obtenerse por análisis elástico con las propiedades de la sección transversal no fisurada y teniendo en cuenta los efectos de la secuencia de construcción.

6.6.2.3 Efectos locales del esfuerzo rasante concentrado debido a la introducción de esfuerzos longitudinales

(1) Cuando se aplique una fuerza F_{Ed} paralela al eje longitudinal de la viga mixta sobre el elemento de hormigón o el de acero mediante una armadura activa adherente o no adherente, la distribución del esfuerzo rasante concentrado $V_{L,Ed}$ a lo largo de la superficie de contacto entre acero y hormigón debe determinarse de acuerdo con los puntos (2) o (3). La distribución de $V_{L,Ed}$ producida por varias fuerzas F_{Ed} debe obtenerse mediante su suma.

(2) El esfuerzo $V_{L,Ed}$ puede suponerse que se distribuye a lo largo de una longitud L_v de la conexión a rasante con un esfuerzo rasante máximo por unidad de longitud dado por la ecuación (6.12) y la (figura A32.6.12a) para cargas introducidas a lo largo del ala de hormigón y por la ecuación (6.13) y la (figura A32.6.12b) para las introducidas al final del ala de hormigón.

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed}/(e_d + b_{eff}/2) \quad (6.12)$$

$$v_{L,Ed,max} = 2 V_{L,Ed}/(e_d + b_{eff}/2) \quad (6.13)$$

donde:

b_{eff} es el ancho eficaz para el análisis global dado en el apartado 5.4.1.2

e_d es o $2e_h$, o $2e_V$ (la longitud sobre la que se aplica la fuerza F_{Ed} puede añadirse a e_d)

e_h es la distancia lateral desde el punto de aplicación de la fuerza F_{Ed} al alma de acero correspondiente, si la fuerza se aplica sobre la losa

e_v es la distancia vertical desde el punto de aplicación de la fuerza F_{Ed} al plano del conectador correspondiente, si la fuerza se aplica sobre el elemento de acero.

(3) Cuando se utilicen pernos conectadores, en los Estados Límite Últimos puede suponerse una distribución rectangular del esfuerzo cortante a lo largo de la longitud L_V de forma que, a lo largo del ala de hormigón,

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed}/(e_d + b_{eff}), \quad (6.14)$$

y en un extremo del ala,

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed}/(e_d + b_{eff}), \quad (6.15)$$

(4) A falta de una determinación más precisa, se puede suponer que la fuerza $F_{Ed} - V_{L,Ed}$ se difunde en el interior del elemento de hormigón o acero con un ángulo de dispersión 2β , donde $\beta = \text{arc tan } 2/3$.

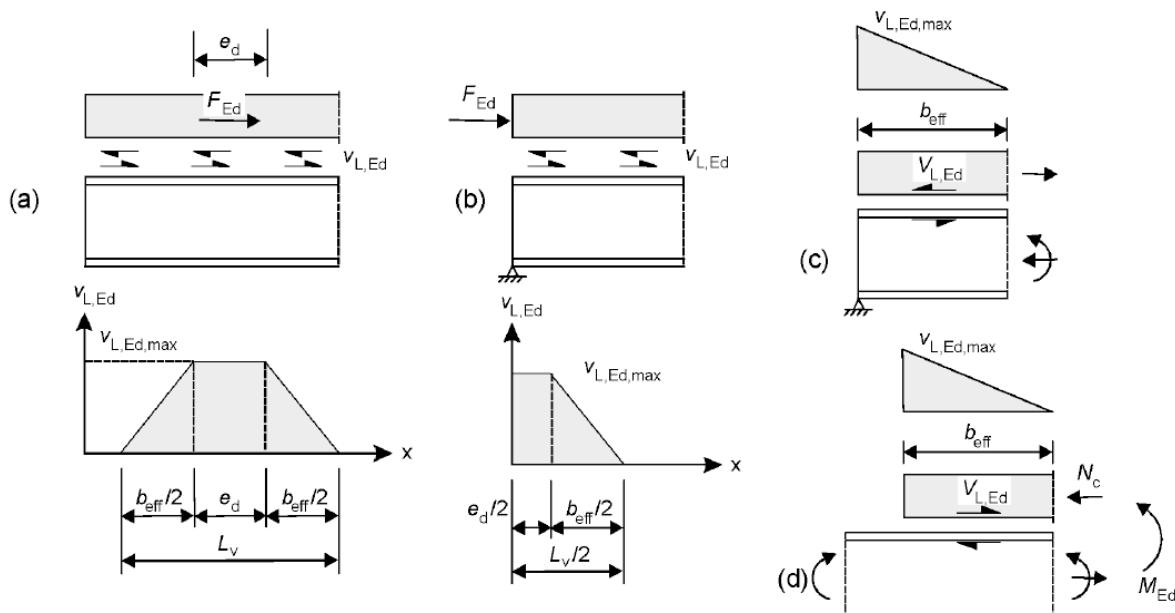


Figura A32.6.12 Distribución del rasante a lo largo de la superficie de contacto

6.6.2.4 Efectos locales de los esfuerzos rasantes concentrados en cambios bruscos de sección transversal

(1) El rasante concentrado en el extremo de la losa de hormigón, por ejemplo, el debido a los efectos isostáticos de la retracción y los efectos térmicos, debe considerarse (véase la figura A32.6.12c) y tenerse en cuenta donde corresponda, de acuerdo con el Anexo 25 del Código Estructural. Esto también es de aplicación en fases intermedias de construcción de la losa de hormigón (figura A32.6.12d).

(2) Debe tenerse en cuenta el rasante concentrado en el cambio brusco de una sección transversal, por ejemplo, en el cambio de una sección de acero a una sección mixta de acuerdo con la figura A32.6.12d.

(3) Donde los efectos isostáticos de la temperatura y la retracción causen un valor de cálculo del esfuerzo rasante $V_{L,Ed}$ que se transmita a lo largo de la superficie de contacto entre acero y hormigón

hasta cada extremo libre del elemento considerado, su distribución puede suponerse triangular y con un esfuerzo rasante máximo por unidad de longitud (figuras A32.6.12c y d)

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed}/b_{eff} \quad (6.16)$$

en el extremo libre de la losa, donde b_{eff} es el ancho eficaz del análisis global, dado por el apartado 5.4.1.2(4). Donde se empleen pernos conectadores, para el Estado Límite Último puede suponerse alternativamente, que la distribución es rectangular a lo largo de la longitud b_{eff} adyacente al extremo libre de la losa.

(4) Para el cálculo de los efectos isostáticos de la retracción en fases intermedias de construcción de la losa de hormigón, la luz efectiva para la determinación del ancho b_{eff} en el apartado 6.6.2.4 debe tomarse como la longitud continua de la losa de hormigón donde la conexión a rasante es efectiva, dentro del vano considerado.

(5) Puede utilizarse la distribución dada en el punto (3) cuando, en un cambio brusco de sección transversal acorde con la figura A32.6.12d, se produce un esfuerzo rasante concentrado, producido por la fuerza N_c debida a la flexión.

(6) Debe suponerse que las fuerzas transmitidas por los conectadores se dispersan en el interior de la losa de hormigón con un ángulo de amplitud 2β , donde $\beta = \text{arc tan } 2/3$.

6.6.3 Pernos conectadores en losas macizas y hormigón de revestimiento

6.6.3.1 Resistencia de cálculo

(1) La resistencia a cortante de cálculo de un perno soldado automáticamente de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 14555 deberá determinarse a partir de:

$$P_{Rd} = \frac{0,8f_u\pi d^2/4}{\gamma_V} \quad (6.18)$$

O:

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2\sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (6.19)$$

con:

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{para } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \quad (6.20)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{para } h_{sc}/d > 4 \quad (6.21)$$

donde:

γ_V es el coeficiente parcial de seguridad, cuyo valor será $\gamma_V = 1,25$

d es el diámetro del vástago del perno, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$

f_u es la resistencia última a tracción específica del material del perno, no superior a 500 N/mm^2

f_{ck} es la resistencia característica a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a la edad considerada, de densidad no inferior a 1.750 kg/m^3

h_{sc} es la altura nominal total del perno.

(2) Los cordones de soldadura deberán cumplir con los requisitos establecidos en la norma UNE-EN ISO 13918.

(3) El punto (1) no es de aplicación cuando los pernos estén dispuestos de tal forma que puedan aparecer fuerzas de rotura en la dirección del espesor de la losa.

(4) Para pernos de diámetro superior a 25 mm o pernos con cordones de soldadura que no cumplen con los requisitos de la norma UNE-EN ISO 13918, la fórmula del apartado 6.6.3.1(1) debe comprobarse mediante ensayos antes de utilizarse, véase el apartado B.2 del Apéndice B del Anejo 30.

6.6.3.2 Influencia de la tracción en la resistencia a rasante

(1) Cuando los pernos conectadores se encuentren bajo esfuerzos de tracción además del rasante, deberá calcularse la fuerza a tracción de cálculo por perno F_{ten} .

(2) Si $F_{ten} \leq 0,1P_{Rd}$, cuando P_{Rd} es el valor de cálculo de la resistencia a cortante definida en el apartado 6.6.3.1, el esfuerzo a tracción podrá despreciarse.

(3) Si $F_{ten} > 0,1P_{Rd}$, la conexión no entra en el campo de aplicación del Anejo 32.

6.6.4 Pernos con cabeza que producen rotura en la dirección del espesor de la losa

(1) Cuando, en puentes, se dispongan pernos conectadores con cabeza de forma que las fuerzas de rotura puedan producirse en la dirección del espesor de la losa (véase la figura A32.6.13) y donde no haya cortante transversal, el valor de cálculo de la resistencia a rasante puede determinarse de acuerdo con el apartado 6.6.3.1(1), siempre que se cumplan los puntos (2) y (3).

NOTA: Cuando no se satisfagan las condiciones del punto (1), se pueden aplicar las reglas de cálculo recogidas en el Apéndice C.

(2) Debe disponerse armadura transversal, como se muestra en la figura A32.6.13, de forma que $e_V \geq 6d$ y que la longitud de anclaje v sea mayor o igual que $14d$.

(3) La fuerza de rotura debe resistirse con cercos, que deben calcularse para un esfuerzo de tracción de $0,3P_{Rd}$ por perno conectador. La separación de estos cercos no debe superar el menor valor entre $18d$ y la separación longitudinal de los conectadores.

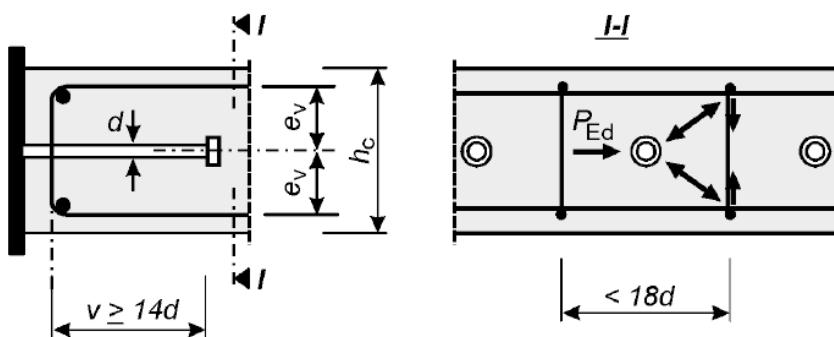


Figura A32.6.13 Armadura local para fuerzas de rotura

6.6.5 Definición de los detalles constructivos de la conexión a rasante e influencia de la ejecución

6.6.5.1 Resistencia a la separación

(1) La superficie de un conectador que resiste las fuerzas de separación (por ejemplo, la cara inferior de la cabeza de un perno) debe extenderse no menos de 30 mm sobre la armadura inferior, véase la figura A32.6.14.

6.6.5.2 Recubrimiento y hormigonado de puentes

- (1) La definición de los detalles constructivos de los conectadores debe ser tal que permita la adecuada compactación del hormigón alrededor de la base del conectador.
- (2) El recubrimiento sobre los conectadores no debe ser inferior al requerido para la armadura adyacente en la misma superficie de hormigón.
- (3) En la ejecución, debe exigirse que la velocidad y la secuencia de hormigonado sean tales que el hormigón parcialmente endurecido no se dañe como resultado de la acción mixta limitada que tiene lugar por la deformación de las vigas de acero bajo las sucesivas operaciones de hormigonado. Cuando sea posible, no debe imponerse una deformación a la conexión a rasante hasta que el hormigón no haya alcanzado una resistencia en probeta cilíndrica de, al menos, 20 N/mm².

6.6.5.3 Armadura local de la losa

- (1) Cuando la conexión a rasante sea adyacente al borde longitudinal de la losa de hormigón, la armadura transversal dispuesta de acuerdo con el apartado 6.6.6 debe anclarse completamente en el hormigón entre el borde de la losa y la fila contigua de conectadores.
- (2) Para evitar la rotura longitudinal de la losa de hormigón producida por los conectadores, deben aplicarse las siguientes recomendaciones adicionales cuando la distancia desde el borde del ala de hormigón al eje de la fila más cercana de conectadores sea inferior a 300 mm:
 - a) debe sustituirse la armadura transversal por barras en U dispuestas alrededor de los conectadores,
 - b) donde se empleen pernos con cabeza como conectadores, la distancia desde el borde del ala de hormigón al centro del perno más cercano no debe ser inferior a $6d$, donde d es el diámetro nominal del perno, y las barras en U no deben tener un diámetro inferior a $0,5d$; y
 - c) las barras en U deben disponerse lo más bajo posible siempre que se garantice un recubrimiento inferior suficiente.
- (3) En el extremo de un voladizo mixto, debe disponerse la armadura local suficiente para transmitir los esfuerzos de los conectadores a la armadura longitudinal.

6.6.5.4 Nervios distintos de los constituidos por chapa nervada

- (1) Cuando se emplee un nervio de hormigón entre la sección de acero y la base de la losa de hormigón, los lados del nervio deben quedar fuera de una línea de 45° trazada desde el borde exterior del conectador, véase la figura A32.6.14.

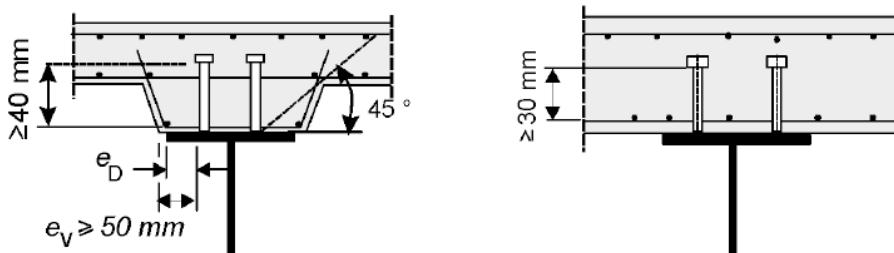


Figura A32.6.14 Definición de los detalles constructivos

- (2) El recubrimiento nominal de hormigón desde el lado del nervio hasta el conectador no debe ser inferior a 50 mm.

(3) Deben disponerse en el nervio suficientes barras de armadura transversal, para cumplir los requisitos del apartado 6.6.6, a no menos de 40 mm libres bajo la superficie de la cabeza del conectador que resiste el levantamiento.

6.6.5.5 Separación de los conectadores

(1) Cuando en el cálculo se suponga que la estabilidad del elemento de acero o de hormigón se asegura mediante la conexión entre ambos, la separación de los conectadores debe ser lo suficientemente pequeña para que esta hipótesis sea válida.

(2) Cuando, a causa del arriostramiento de los conectadores, se suponga que el ala de acero comprimida, que en otros casos sería de Clase 3 o 4, se suponga de una Clase 1 o 2, la separación de centro a centro de los conectadores en la dirección de la compresión no debe ser superior a los límites siguientes:

- donde la losa esté en contacto a lo largo de toda la longitud (por ejemplo, una losa maciza): $22t_f\sqrt{235/f_y}$,
- donde la losa no esté en contacto a lo largo de toda la longitud (por ejemplo, una losa con nervios perpendiculares a la viga): $15t_f\sqrt{235/f_y}$,

donde:

- t_f es el espesor del ala
 f_y es el límite elástico nominal del ala en N/mm².

Además, la distancia libre desde el borde del ala comprimida a la hilera de conectadores más cercana no debe ser superior a $9t_f\sqrt{235/f_y}$.

(3) La máxima separación longitudinal de centro a centro de los conectadores no debe superar el menor valor entre: cuatro veces el espesor de la losa y 800 mm.

(4) Los conectadores pueden disponerse en grupos, con la separación de los grupos mayor que el de los conectadores individuales, siempre que en el cálculo se considere:

- la no linealidad del flujo de rasante,
- la mayor posibilidad de deslizamiento y separación vertical entre la losa y el elemento de acero,
- la abolladura del ala de acero, y
- la resistencia local de la losa al esfuerzo concentrado de los conectadores.

6.6.5.6 Dimensiones del ala de acero

(1) El espesor de la chapa de acero o el ala a las que se suelda el conectador debe ser suficiente para permitir una adecuada soldadura y la transmisión apropiada de la carga desde el conectador a la chapa sin que se produzca fallo local o deformación excesiva.

(2) La distancia e_D entre el borde de un conectador y el borde del ala de la viga a la que está soldado, véase figura A32.6.14, no debe ser inferior a 25 mm.

6.6.5.7 Pernos conectadores con cabeza

- (1) La longitud total de un perno no debe ser inferior a $3d$, donde d es el diámetro del vástago.
(2) La cabeza no debe tener un diámetro inferior a $1,5d$ ni una altura inferior a $0,4d$.

(3) Para elementos traccionados y sometidos a cargas de fatiga, el diámetro del perno soldado no debe superar 1,5 veces el espesor del ala al que está soldado, salvo que se disponga de información experimental que establezca la resistencia a fatiga del perno como conectador. Esto también es de aplicación a pernos colocados directamente sobre un alma.

(4) La separación entre pernos en la dirección del esfuerzo rasante no debe ser inferior a $5d$; la separación en la dirección transversal al esfuerzo rasante no debe ser inferior a $2,5d$ en losas macizas y a $4d$ en el resto de casos.

(5) Salvo que los pernos se dispongan directamente en el alma, el diámetro de un perno soldado no debe ser superior a 2,5 veces el espesor de la parte a la que esté soldado, salvo que se disponga de información experimental que establezca la resistencia del perno como elemento conectador.

6.6.6 Rasante en losas de hormigón

6.6.6.1 Generalidades

(1) La armadura transversal en la losa deberá calcularse en Estado Límite Último para evitar el fallo prematuro por rasante o rotura longitudinal.

(2) El valor de cálculo de la tensión de rasante, para cualquier superficie susceptible de fallar por rasante en la losa, no deberá superar el valor de cálculo de la resistencia a rasante de la superficie de rasante considerada.

(3) La longitud de la superficie de transmisión del rasante b-b mostrada en la figura A32.6.15 deberá tomarse igual a $2h_{sc}$ más el diámetro de la cabeza cuando los pernos conectadores se colocan en una sola fila o al tresbolillo, o igual a $(2h_{sc} + s_t)$ más el diámetro de la cabeza de los pernos conectadores dispuestos en parejas, donde h_{sc} es la altura del perno y s_t es la separación transversal de centro a centro de los pernos.

(4) El valor de cálculo del rasante por unidad de longitud de la viga en una superficie de transmisión de rasante deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.6.2 y ser consistente con el dimensionamiento y la separación de los conectadores. Podrá tenerse en cuenta la variación de rasante en el ancho del ala de hormigón.

(5) Para cada tipo de superficie considerada, el valor de cálculo de la tensión de rasante v_{Ed} deberá determinarse a partir del valor de cálculo del rasante por unidad de longitud de la viga, considerando el número de planos de rasante y la longitud de la superficie de transmisión del rasante.

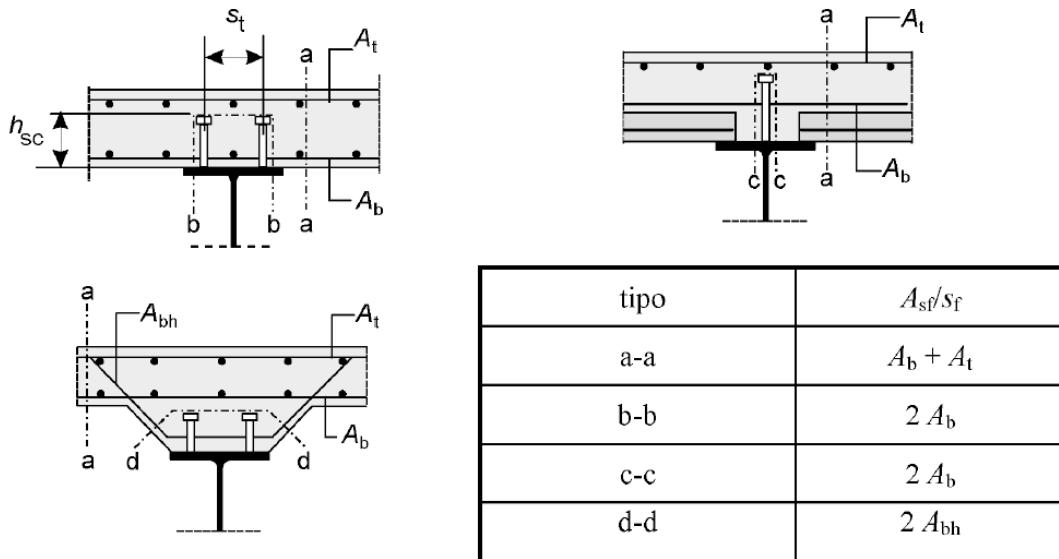


Figura A32.6.15 Superficies típicas de potencial rotura a rasante

6.6.6.2 Resistencia a rasante de cálculo

- (1) El valor de cálculo de la resistencia a rasante del ala de hormigón (planos de trasmisión de rasante a-a mostrados en la figura A32.6.15) deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.4 del Anejo 19.
- (2) En ausencia de cálculos más precisos, el valor de cálculo de la resistencia a rasante de cualquier superficie susceptible de fallar a rasante en el ala o nervio podrá determinarse según el apartado 6.2.4(4) del Anejo 19. Para la superficie de transmisión de rasante alrededor de los conectadores (como la superficie b-b en la figura A32.6.15), la dimensión h_f deberá tomarse como la longitud de la superficie de transmisión de rasante.
- (3) La armadura transversal efectiva por unidad de longitud, $\frac{A_{sf}}{s_f}$ según el Anejo 19, deberá ser como se muestra en la figura A32.6.15, en la que A_b , A_t y A_{bh} son áreas de armadura, por unidad de longitud de la viga, anclada de acuerdo con el apartado 8.4 del Anejo 19 para armadura longitudinal.
- (4) Cuando se utilice una combinación de elementos prefabricados y hormigón "in situ", la resistencia a rasante deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.5 del Anejo 19.

6.6.6.3 Armadura transversal mínima

- (1) El área mínima de armadura deberá determinarse de acuerdo con el apartado 9.2.2(5) del Anejo 19 utilizando las definiciones apropiadas para la armadura transversal.

6.7 Pilares mixtos y elementos mixtos a compresión

6.7.1 Generalidades

- (1) El apartado 6.7 es de aplicación para el cálculo de pilares mixtos y otros elementos mixtos comprimidos con secciones embebidas en hormigón, secciones parcialmente embebidas y tubos rectangulares o circulares llenos de hormigón, véase la figura A32.6.17.
- (2) Este apartado es de aplicación para pilares y elementos comprimidos con aceros S235 a S460 y hormigón convencional de resistencia característica $25 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$.

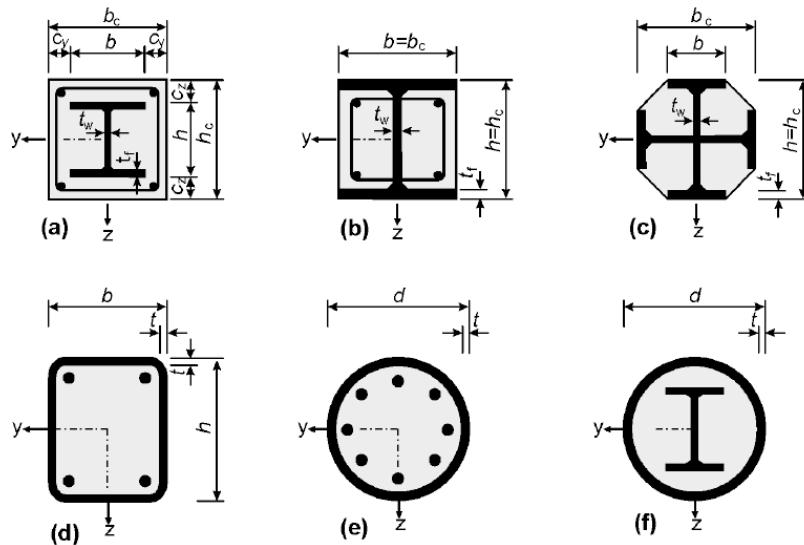


Figura A32.6.17 Secciones transversales típicas de pilares mixtos y notación

(3) Este apartado es de aplicación para pilares aislados, pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos en estructuras reticuladas en las que los otros elementos estructurales sean mixtos o de acero.

(4) El coeficiente de contribución del acero δ debe cumplir la siguiente condición:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9 \quad (6.27)$$

donde δ se define en el apartado 6.7.3.3(1).

(5) Los pilares mixtos o los elementos mixtos a compresión de cualquier sección transversal deben comprobarse a:

- resistencia del elemento de acuerdo con el apartado 6.7.2 o 6.7.3,
- resistencia a la abolladura de acuerdo con los puntos (8) y (9) siguientes,
- introducción de cargas de acuerdo con el apartado 6.7.4.2, y
- resistencia a cortante entre elementos de acero y hormigón de acuerdo con el apartado 6.7.4.3.

(6) Se proporcionan dos métodos de cálculo:

- un método general en el apartado 6.7.2 cuyo alcance incluye elementos con secciones transversales no simétricas o de canto variable a lo largo del elemento y
- un método simplificado en el apartado 6.7.3 para elementos con secciones transversales doblemente simétricas y de canto constante a lo largo de la longitud del elemento.

(7) Para elementos mixtos comprimidos sometidos a momentos flectores y fuerzas normales resultantes de acciones independientes, el coeficiente parcial de seguridad γ_F debe reducirse un 20% para aquellos esfuerzos que produzcan un aumento de la resistencia.

(8) Debe considerarse en el cálculo la influencia de la abolladura de la sección de acero en la resistencia.

(9) Podrán despreciarse los efectos de la abolladura en secciones de acero totalmente embebidas, de acuerdo con 6.7.5.1(2), y para otros tipos de secciones transversales siempre que no se superen los valores máximos de la tabla A32.6.3.

Tabla A32.6.3 Valores máximos de (d/t) , (h/t) y (b/t_f) con f_y en N/mm²

Sección transversal	$\max (d/t)$, $\max (h/t)$ y $\max (b/t)$
Secciones circulares huecas de acero	$\max (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
Secciones rectangulares huecas de acero	$\max (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Secciones en I parcialmente embebidas	$\max (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

6.7.2 Método general de cálculo

- (1) El cálculo de la estabilidad estructural deberá tener en cuenta los efectos de segundo orden incluyendo las tensiones residuales, las imperfecciones geométricas, la inestabilidad local, la fisuración del hormigón, la fluencia y la retracción del hormigón y la plastificación del acero estructural y de la armadura. El cálculo deberá garantizar que no se produce inestabilidad para la combinación de acciones más desfavorable en Estado Límite Último y que no se supera la resistencia de las secciones transversales individuales sometidas a flexión, axil y cortante.
- (2) Los efectos de segundo orden deberán considerarse en cualquier dirección en la que pueda producirse el fallo, si afectan de forma significativa a la estabilidad estructural.
- (3) Los esfuerzos deberán determinarse mediante un análisis elasto-plástico.
- (4) Podrá suponerse que las secciones planas permanecen planas. Podrá suponerse una acción mixta completa entre los componentes de acero y hormigón del elemento hasta el fallo.
- (5) La resistencia a tracción del hormigón deberá despreciarse. En la rigidez a flexión, podrá tenerse en cuenta la influencia de la rigidización a tracción del hormigón entre fisuras.
- (6) Los efectos de la retracción y la fluencia deberán considerarse si es probable que reduzcan la estabilidad estructural de forma significativa.
- (7) Por simplificación, los efectos de fluencia y retracción podrán despreciarse si el aumento de momentos de primer orden debido a la deformación de fluencia y a esfuerzos axiles resultantes de cargas permanentes, no supera el 10%.
- (8) Deberán aplicarse los siguientes diagramas tensión-deformación en el análisis no lineal:
- para el hormigón comprimido el indicado en el apartado 3.1.5 del Anejo 19,
 - para el acero de armaduras pasivas el indicado en el apartado 3.2.7 del Anejo 19,
 - para acero estructural el indicado en el apartado 5.4.3(4) del Anejo 22 del Código Estructural.

(9) Por simplificación, en vez del efecto de tensiones residuales e imperfecciones geométricas, podrán aplicarse imperfecciones iniciales equivalentes a flexión (imperfecciones del elemento) de acuerdo con la tabla A32.6.5.

6.7.3 Método simplificado de cálculo

6.7.3.1 Generalidades y alcance

(1) El alcance de este método simplificado se limita a elementos de sección transversal doblemente simétrica y de canto constante a lo largo del elemento con perfiles de acero laminado, conformado en frío o soldado. El método simplificado no es de aplicación si el elemento de acero estructural está formado por dos o más secciones no conectadas. La esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ definida en el apartado 6.7.3.3 debe cumplir la siguiente condición:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (6.28)$$

(2) Para una sección de acero totalmente embebida, véase la figura A32.6. 17a, los límites para el espesor máximo del recubrimiento de hormigón que pueden emplearse en el cálculo son:

$$\text{máx. } c_z = 0,3h \quad \text{máx. } c_y = 0,4b \quad (6.29)$$

(3) La armadura longitudinal que se puede emplear en el cálculo no debe superar el 6% del área de hormigón.

(4) La relación entre la altura y la anchura de la sección transversal mixta debe estar entre los límites 0,2 y 5,0

6.7.3.2 Resistencia de las secciones transversales

(1) La resistencia plástica a compresión $N_{pl,Rd}$ de una sección mixta debe calcularse sumando las resistencias plásticas de sus elementos:

$$N_{pl,Rd} = A_af_{yd} + 0,85A_cf_{cd} + A_sf_{sd} \quad (6.30)$$

La expresión (6.30) es de aplicación para secciones de acero parcial o totalmente embebidas en hormigón. Para secciones rellenas de hormigón se puede sustituir el coeficiente 0,85 por 1,0.

(2) La resistencia de la sección transversal a flexión compuesta y la correspondiente curva de interacción se pueden calcular suponiendo una distribución de tensiones rectangular como la que se muestra en la figura A32.6.18, teniendo en cuenta el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} de acuerdo con el punto (3). Deberá despreciarse la resistencia a tracción del hormigón.

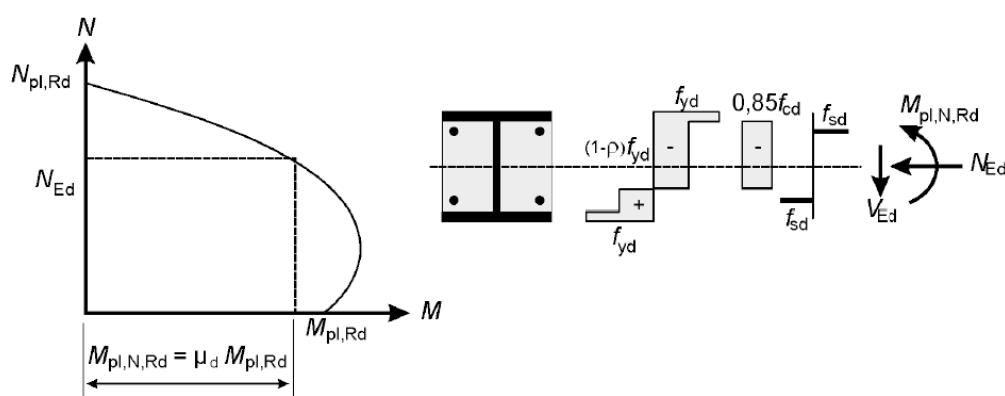


Figura A32.6.18 Curva de interacción para flexión compuesta

(3) La influencia de los esfuerzos cortantes transversales en la resistencia a flexión y a esfuerzo axial debe considerarse en la determinación de la curva de interacción, si el esfuerzo cortante $V_{a,Ed}$ de la sección de acero supera el 50% del valor de cálculo de la resistencia a cortante $V_{pl,a,Rd}$ de la sección de acero, véase el apartado 6.2.2.2.

Donde $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$, debe tenerse en cuenta la influencia del cortante transversal en la resistencia a flexión compuesta mediante una resistencia reducida del acero $(1 - \rho)f_{yd}$ en el área de cortante A_V de acuerdo con el apartado 6.2.2.4(2) y la figura A32.6.18.

El esfuerzo cortante $V_{a,Ed}$ no debe superar la resistencia a cortante de la sección de acero determinada de acuerdo con el apartado 6.2.2. La resistencia a cortante $V_{c,Ed}$ de la parte de hormigón armado debe comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2 del Anejo 19.

(4) Salvo que se utilice un análisis más preciso, V_{Ed} puede dividirse en $V_{a,Ed}$ actuando sobre el acero estructural y $V_{c,Ed}$ actuando sobre la sección de hormigón armado mediante:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (6.31)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (6.32)$$

donde:

$M_{pl,a,Rd}$ es el momento plástico resistente de la sección de acero y

$M_{pl,Rd}$ es el momento plástico resistente de la sección mixta.

Por simplificación, puede suponerse que V_{Ed} actúa únicamente sobre la sección de acero.

(5) Como simplificación, la curva de interacción puede reemplazarse por un diagrama poligonal (la línea continua de la figura A32.6.19). La figura A32.6.19 muestra un ejemplo de distribución plástica de tensiones de una sección totalmente embebida para los puntos A a D. $N_{pm,Rd}$ debe tomarse como $0,85f_{cd}A_c$ para secciones total y parcialmente embebidas en hormigón, véanse las figuras A32.6.17(a) a (c), y como $f_{cd}A_c$ para secciones llenas de hormigón, véanse las figuras A32.6.17(d) a (f).

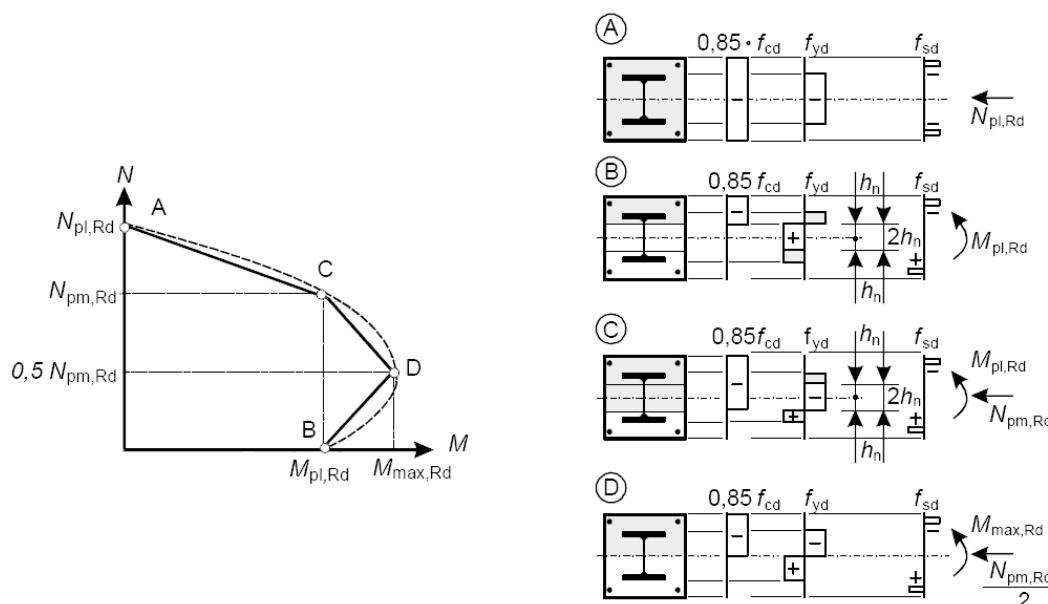


Figura A32.6.19 Curva de interacción simplificada y las distribuciones de tensiones correspondientes

(6) Para tubos de sección transversal circular rellenos de hormigón, debe tenerse en cuenta el aumento de la resistencia del hormigón producido por su confinamiento, siempre que la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ definida en el apartado 6.7.3.3 no supere 0,5 y $e/d < 0,1$, donde e es la excentricidad de la carga dada por M_{Ed}/N_{Ed} y d es el diámetro externo del pilar. La resistencia plástica a compresión puede calcularse entonces a partir de la siguiente expresión:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (6.33)$$

donde t es el espesor de la pared del tubo de acero.

Para elementos con $e = 0$ los valores $\eta_a = \eta_{ao}$ y $\eta_c = \eta_{co}$ se obtienen a partir de las siguientes expresiones:

$$\eta_{ao} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \quad (\leq 1,0) \quad (6.34)$$

$$\eta_{co} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \quad (\geq 1,0) \quad (6.35)$$

Para elementos a flexión compuesta con $0 < e/d \leq 0,1$ los valores η_a y η_c deben determinarse según (6.36) y (6.37), donde η_{ao} y η_{co} se dan en (6.34) y (6.35):

$$\eta_a = \eta_{ao} + (1 - \eta_{ao})(10e/d) \quad (6.36)$$

$$\eta_c = \eta_{co}(1 - 10e/d) \quad (6.37)$$

Para $e/d > 0,1$, $\eta_a = 1,0$ y $\eta_c = 0$.

6.7.3.3 Resistencia a flexión efectiva, coeficiente de contribución del acero y esbeltez relativa

(1) El coeficiente de contribución del acero δ se define como:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (6.38)$$

donde $N_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica a compresión definida en el apartado 6.7.3.2(1).

(2) La esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ en el plano de flexión considerado será:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (6.39)$$

donde:

$N_{pl,Rk}$ es el valor característico de la resistencia plástica a compresión dada por (6.30) si, en lugar de las resistencias de cálculo, se utilizan los valores característicos

N_{cr} es la fuerza normal elástica crítica para el modo de pandeo correspondiente, calculada con la rigidez a flexión efectiva $(EI)_{eff}$ determinada de acuerdo con los puntos (3) y (4).

(3) Para la determinación de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ y del axil elástico crítico N_{cr} , el valor característico de la rigidez a flexión efectiva $(EI)_{eff}$ de la sección transversal de un pilar mixto deberá calcularse como:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c \quad (6.40)$$

donde:

K_e es el coeficiente de corrección que deberá tomarse como 0,6

I_a , I_c e I_s son los momentos de inercia de la sección de acero estructural, de la sección no fisurada de hormigón y de la armadura para el plano de flexión considerado.

(4) Deberá tenerse en cuenta la influencia de los efectos diferidos en la rigidez a flexión elástica efectiva. El módulo de elasticidad del hormigón E_{cm} deberá reducirse al valor $E_{c,eff}$ de acuerdo con la siguiente expresión:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed}/N_{Ed})\varphi_t} \quad (6.41)$$

donde:

φ_t es el coeficiente de fluencia de acuerdo con el apartado 5.4.2.2(2)

N_{Ed} es el valor de cálculo de la fuerza normal total

$N_{G,Ed}$ es la parte permanente de esta fuerza normal.

6.7.3.4 Métodos de análisis e imperfecciones de los elementos

(1) Para la comprobación del elemento, el cálculo deberá basarse en un análisis elástico lineal de segundo orden.

(2) Para la determinación de esfuerzos, el valor de cálculo de la rigidez a flexión efectiva $(EI)_{eff,II}$ deberá obtenerse de la siguiente expresión:

$$(EI)_{eff,II} = K_0(E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (6.42)$$

donde:

$K_{e,II}$ es el coeficiente de corrección que deberá tomarse como 0,5

K_0 es el coeficiente de calibración que deberá tomarse como 0,9.

Deberán tenerse en cuenta los efectos diferidos de acuerdo con el apartado 6.7.3.3(4).

(3) No es necesario considerar los efectos de segundo orden cuando sea de aplicación el apartado 5.2.1(3) y la carga elástica crítica se determine con la rigidez a flexión $(EI)_{eff,II}$ de acuerdo con el punto (2).

(4) La influencia de las imperfecciones geométricas y estructurales podrá tenerse en cuenta mediante imperfecciones geométricas equivalentes. Las imperfecciones equivalentes del elemento para pilares mixtos se muestran en la tabla A32.6.5, donde L es la longitud del pilar.

(5) A lo largo del pilar, se podrán tener en cuenta los efectos de segundo orden multiplicando el momento flector de cálculo de primer orden mayor M_{Ed} por un coeficiente k dado por:

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}} \geq 1,0 \quad (6.43)$$

donde:

$N_{cr,eff}$ es la fuerza normal crítica en el eje correspondiente y relativa a la rigidez a flexión efectiva dada en el apartado 6.7.3.4(2), tomando como longitud efectiva la longitud del pilar

β es un coeficiente de equivalencia para el momento dado en la tabla A32.6.4.

Tabla A32.6.4 Coeficientes β para la determinación de los momentos para la teoría de segundo orden

Ley de momentos	Coeficientes β de momento	Comentarios
	Momento flector de primer orden producido por imperfecciones del elemento o por carga lateral: $\beta = 1,0$	M_{Ed} es el momento flector máximo a lo largo del pilar, despreciando los efectos de segundo orden.
	Momentos en los extremos: $\beta = 0,66 + 0,44r \geq 0,44$	M_{Ed} y rM_{Ed} son los momentos de los extremos del análisis global de primer orden o de segundo orden.

6.7.3.5 Resistencia de elementos comprimidos

- (1) Los elementos podrán comprobarse utilizando un análisis de segundo orden de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 teniendo en cuenta las imperfecciones de los elementos.
- (2) Por simplificación, para elementos bajo compresión axial, el valor de cálculo de la fuerza normal N_{Ed} deberá satisfacer:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.44)$$

donde:

$N_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica de la sección mixta de acuerdo con el apartado 6.7.3.2(1), pero con f_{yd} determinado con el coeficiente parcial de seguridad γ_{M1} dado en el apartado 6.1(1) del Anejo 22 del Código Estructural

χ es el coeficiente de reducción para el modo de pandeo correspondiente dado en el apartado 6.3.1.2 del Anejo 22 del Código Estructural en términos de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ correspondiente.

Las curvas de pandeo correspondientes a las secciones transversales de pilares mixtos se dan en la tabla A32.6.5, donde ρ_s es la cuantía de armadura A_s/A_c .

Tabla A32.6.5 Curvas de pandeo e imperfecciones de elementos para pilares mixtos

Sección transversal	Límites	Eje de pandeo	Curva de pandeo	Imperfección del elemento
sección embebida en hormigón y z		y - y	b	$L/200$
		z - z	c	$L/150$
sección parcialmente embebida en hormigón y z		y - y	b	$L/200$
		z - z	c	$L/150$
secciones circulares y rectangulares huecas de acero y z	$\rho_s \leq 3\%$	cualquiera	a	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	cualquiera	b	$L/200$
secciones circulares huecas de acero con un perfil en I adicional y z		y - y	b	$L/200$
		z - z	b	$L/200$
secciones parcialmente embebidas en hormigón con perfiles I en cruz y z		cualquiera	b	$L/200$

6.7.3.6 Resistencia de los elementos de flexión compuesta

(1) Deberá cumplirse la siguiente expresión, basada en la curva de interacción determinada de acuerdo con los puntos (2) a (5) del apartado 6.7.3.2:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (6.45)$$

donde:

- M_{Ed} es el valor más favorable entre los momentos flectores en los extremos y el máximo momento flector en la longitud del pilar, calculado de acuerdo con el apartado 6.7.3.4, incluyendo las imperfecciones y los efectos de segundo orden si es necesario
- $M_{pl,N,Rd}$ es el momento plástico resistente teniendo en cuenta la fuerza normal N_{Ed} , dado por $\mu_d M_{pl,Rd}$, véase la figura A32.6.18,
- $M_{pl,Rd}$ es el momento plástico resistente, dado por el punto B de la figura A32.6.19.

Para tipos de acero entre S235 y S355, ambos inclusive, el coeficiente α_M deberá tomarse igual a 0,9 y para aceros entre S420 y S460, igual a 0,8.

(2) El valor de $\mu_d = \mu_{dy}$ o μ_{dz} , véase la figura A32.6.20, se refiere al momento resistente plástico de cálculo $M_{pl,Rd}$ para el plano de flexión considerado. Los valores de μ_d mayores de 1,0 únicamente deberán utilizarse cuando el momento flector M_{Ed} dependa directamente de la acción de la fuerza normal N_{Ed} , por ejemplo, cuando el momento flector M_{Ed} resulte de una excentricidad de la fuerza normal N_{Ed} . En otros casos, será necesaria una comprobación adicional de acuerdo con el apartado 6.7.1(7).

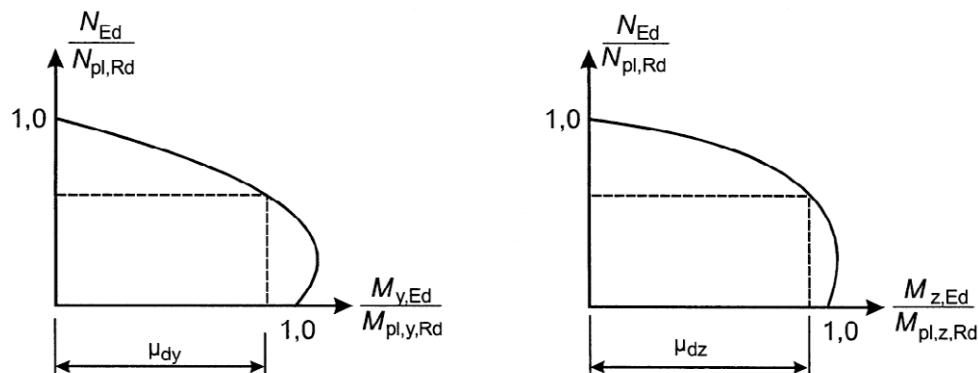


Figura A32.6.20 Cálculo de la flexión compuesta esviada

6.7.3.7 Flexión compuesta esviada

(1) Para pilares y elementos mixtos comprimidos con flexión esviada, los valores μ_{dy} y μ_{dz} de la figura A32.6.20 pueden calcularse de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 de forma independiente para cada eje. Únicamente deben considerarse las imperfecciones en el plano en el que se espera que se produzca el fallo. Si no es evidente qué plano es más crítico, deberán comprobarse en ambos planos.

(2) Para flexión compuesta esviada, deben satisfacerse las siguientes condiciones para la comprobación de la estabilidad en la longitud del pilar y en su extremo:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (6.46)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy}M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz}M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.47)$$

donde:

$M_{pl,y,Rd}$ y $M_{pl,z,Rd}$ son los momentos plásticos resistentes del plano de flexión correspondiente

$M_{y,Ed}$ y $M_{z,Ed}$ son los momentos flectores de cálculo incluyendo los efectos de segundo orden y las imperfecciones de acuerdo con el apartado 6.7.3.4

μ_{dy} y μ_{dz} se definen en el apartado 6.7.3.6

$\alpha_M = \alpha_{M,y}$ y $\alpha_M = \alpha_{M,z}$ se proporcionan en el apartado 6.7.3.6(1).

6.7.4 Conexión a rasante e introducción de cargas

6.7.4.1 Generalidades

(1) En las zonas de introducción de cargas deberán tomarse las medidas necesarias para que los esfuerzos y momentos aplicados en elementos conectados en sus extremos, y las cargas aplicadas a lo largo de los mismos, se distribuyan entre los componentes de acero y hormigón, considerando la resistencia a rasante en el contacto acero-hormigón. Deberá asegurarse una trayectoria de las cargas claramente definida que no provoque un desplazamiento significativo en el contacto que invalide las hipótesis de cálculo.

(2) Cuando los pilares mixtos y los elementos comprimidos estén sometidos a cortantes transversales significativos, como por ejemplo el debido a una carga transversal puntual y a momentos en los extremos, deberán tomarse las medidas necesarias para transmitir la tensión rasante correspondiente en el contacto acero-hormigón.

(3) Para pilares cargados axialmente y elementos comprimidos, no será necesario considerar el rasante exterior al área de introducción de las cargas.

6.7.4.2 Introducción de las cargas

(1) Deberán disponerse conectadores en las áreas de introducción de cargas y en las de cambio de sección transversal, si se supera el valor de cálculo de la resistencia a cortante τ_{Rd} , véase el apartado 6.7.4.3, en el contacto entre acero y hormigón. Los esfuerzos cortantes deberán determinarse a partir de la variación de esfuerzos en las secciones de acero y hormigón armado en la longitud de introducción de las cargas. Si las cargas se introducen únicamente en la sección transversal de hormigón, deberán tenerse en cuenta los valores resultantes del análisis elástico considerando fluencia y retracción. En caso contrario, los esfuerzos en el contacto deberán determinarse por la teoría elástica o la plástica, para determinar el caso más desfavorable.

(2) En ausencia de un método más preciso, la longitud de introducción de las cargas no deberá superar $2d$ o $L/3$, donde d es la dimensión transversal mínima del pilar y L la longitud del pilar.

(3) En pilares y elementos mixtos comprimidos no será necesario disponer conexiones a cortante para la introducción de cargas en las chapas frontales si todo el contacto entre la sección de hormigón y la chapa permanece comprimido, teniendo en cuenta la fluencia y la retracción. En caso contrario, la introducción de la carga deberá comprobarse de acuerdo con el punto (5). Para tubos de sección circular rellenos de hormigón, el efecto debido al confinamiento podrá tenerse en cuenta si se cumplen las condiciones recogidas en el apartado 6.7.3.2(6), utilizando los valores η_a y η_c para $\bar{\lambda} = 0$.

(4) Cuando los pernos conectadores se anclen al alma de un perfil I, o similar, de acero embebido total o parcialmente en hormigón, podrán tenerse en cuenta las fuerzas de fricción que desarrollan las alas

de acero adyacentes al evitar la expansión lateral del hormigón. Esta resistencia podrá añadirse a la calculada de los conectadores. La resistencia adicional podrá suponerse como $\mu P_{Rd}/2$ en cada ala y en cada fila horizontal de pernos, como muestra la figura A32.6.21, donde μ es el coeficiente de rozamiento correspondiente. Para secciones de acero sin pintura, μ podrá tomarse como 0,5. P_{Rd} es la resistencia de un único perno de acuerdo con el apartado 6.6.3.1. En ausencia de ensayos que aporten una mejor información, la distancia libre entre alas no deberá superar los valores dados en la figura A32.6.21.

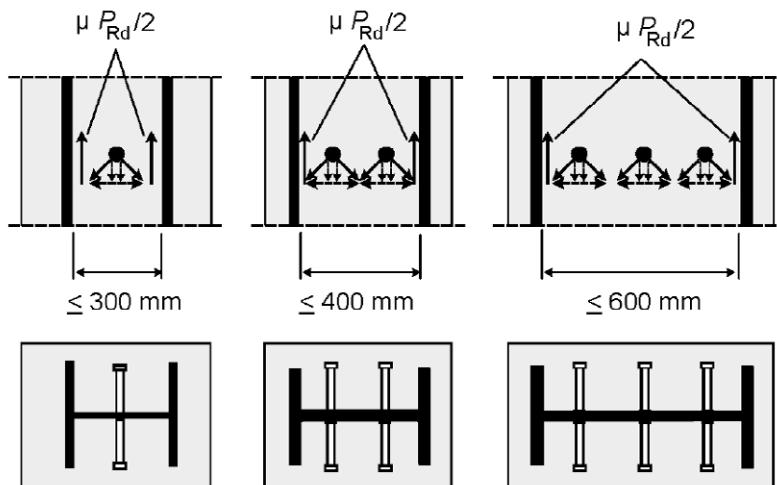


Figura A32.6.21 Fuerzas adicionales de fricción en pilares mixtos por la utilización de pernos con cabeza

(5) Si la sección transversal se carga parcialmente (como por ejemplo en la figura A32.6.22a), las cargas podrán distribuirse con una relación de 1:2,5 a lo largo del espesor t_e de la chapa frontal. Las tensiones en el hormigón deberán limitarse en el área de introducción de las cargas eficaces, para secciones transversales huecas rellenas de hormigón de acuerdo con el punto (6) y para cualquier otro tipo de sección transversal de acuerdo con el apartado 6.7 del Anejo 19.

(6) Si el hormigón de una sección hueca circular o cuadrada rellena se carga parcialmente, por ejemplo mediante cartelas que atraviesan el perfil o por rigidizadores como muestra la figura A32.6.22, el valor de cálculo de la resistencia local del hormigón, $\sigma_{c,Rd}$, bajo las chapas de unión o rigidizadores, resultante de los esfuerzos de la sección de hormigón, deberá determinarse por:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_{cl} \frac{t}{a} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \quad (6.48)$$

donde:

- t es el espesor del tubo de acero
- a es el diámetro del tubo o el ancho de la sección cuadrada
- A_c es el área de la sección transversal de hormigón del pilar
- A_1 es el área cargada bajo la chapa de unión, véase la figura A32.6.22
- $\eta_{cl} =$ 4,9 para tubos circulares de acero y 3,5 para secciones cuadradas.

La relación A_c/A_1 no deberá superar el valor de 20. Las soldaduras entre la chapa de unión y la sección hueca metálica deberán calcularse de acuerdo con apartado 4 del Anejo 26.

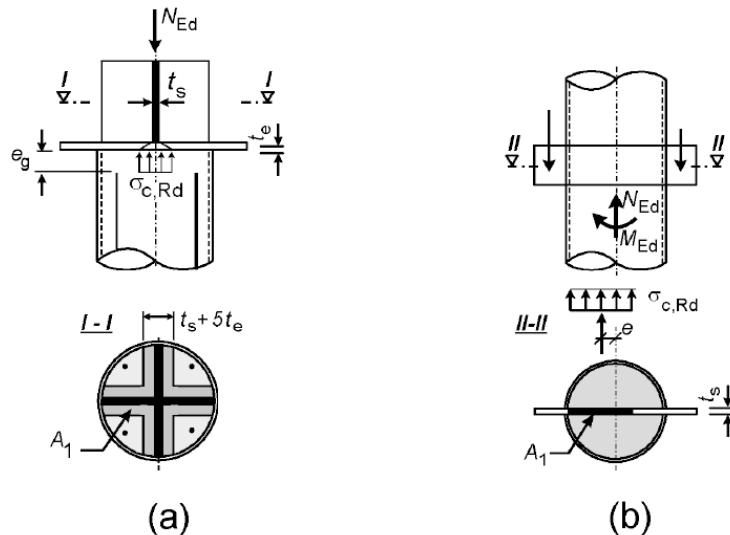


Figura A32.6.22 Secciones huecas circulares llenas de hormigón parcialmente cargadas

(7) Para secciones huecas circulares rellenas de hormigón, la armadura longitudinal podrá tenerse en cuenta en la resistencia del pilar, incluso cuando la armadura no esté soldada a las chapas frontales o en contacto directo con ellas, siempre que:

- no se requiera comprobación a fatiga,
 - la distancia e_g entre armadura y chapa de extremo no supere los 30 mm, véase la figura A32.6.22a.

(8) La armadura transversal deberá cumplir con el apartado 9.5.3 del Anejo 19. En caso de secciones de acero embebidas parcialmente, el hormigón deberá disponerse con la armadura transversal distribuida de acuerdo con la figura A30.6.10 del Anejo 30.

(9) En el caso de introducción de cargas únicamente a través de la sección de acero o de hormigón, para secciones de acero totalmente embebidas, la armadura transversal deberá calcularse para resistir el rasante que resulte de la transmisión del esfuerzo normal (N_{cl} en la figura A32.6.23) proveniente de las partes del hormigón directamente conectadas por conectadores a las partes del hormigón sin conexión directa (véase la figura A32.6.23, sección A-A; el área sombreada fuera de las alas de la figura A32.6.23 deberá considerarse no conectada directamente). El cálculo y disposición de la armadura transversal deberá basarse en un modelo de bielas y tirantes tomando un ángulo de 45° entre la biela comprimida de hormigón y el eje del elemento.

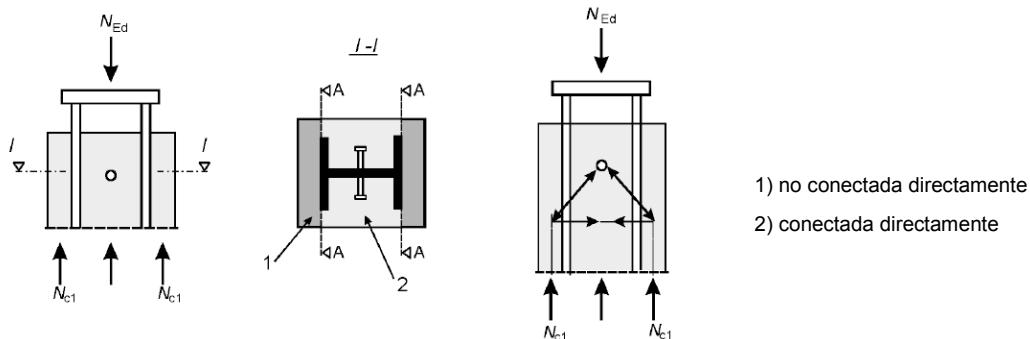


Figura A32.6.23 Superficies de hormigón conectadas directa e indirectamente para el dimensionamiento de la armadura transversal

6.7.4.3 Rasante exterior al área de introducción de cargas

(1) Fuera del área de introducción de cargas, el rasante en el contacto hormigón-acero deberá comprobarse cuando se deba a cargas transversales y/o a momentos en los extremos. Deberán disponerse conectadores, basados en una distribución del valor de cálculo del rasante, cuando éste supere la resistencia a cortante de cálculo τ_{Rd} .

(2) En ausencia de métodos más precisos, podrán utilizarse análisis elásticos para determinar el rasante en el contacto, considerando los efectos diferidos y la fisuración del hormigón.

(3) Siempre que la superficie de la sección de acero en contacto con el hormigón no esté pintada y esté libre de aceites, grasas y otros residuos u óxidos, podrán tomarse los valores dados en la tabla A32.6.6 para τ_{Rd} .

Tabla A32.6.6 Resistencia de cálculo a cortante τ_{Rd}

Tipo de sección transversal	$\tau_{Rd} (N/mm^2)$
Secciones de acero embebidas completamente en hormigón	0,30
Secciones circulares huecas rellenas de hormigón	0,55
Secciones huecas rectangulares rellenas de hormigón	0,40
Alas de secciones parcialmente embebidas	0,20
Almas de secciones parcialmente embebidas	0,00

(4) El valor de τ_{Rd} dado en la tabla A32.6.6 para secciones de acero completamente embebidas en hormigón es de aplicación para secciones con un recubrimiento mínimo de hormigón de 40 mm y una armadura transversal y longitudinal de acuerdo con el apartado 6.7.5.2. Para un recubrimiento de hormigón superior y un adecuado armado, podrán utilizarse valores superiores de τ_{Rd} . Salvo que se verifique mediante ensayos, para secciones completamente embebidas podrá utilizarse el valor aumentado $\beta_c \tau_{Rd}$, con β_c dado por:

$$\beta_c = 1 + 0,02c_z \left(1 - \frac{c_{z,min}}{c_z}\right) \leq 2,5 \quad (6.49)$$

donde:

c_z es el valor nominal del recubrimiento de hormigón en mm, véase la figura A32.6.17a

$c_{z,min} = 40\text{ mm}$ es el recubrimiento mínimo de hormigón.

(5) Salvo que se compruebe lo contrario, deberán disponerse siempre conectadores en secciones I embebidas parcialmente con cortante transversal debido a flexión sobre el eje débil producido por cargas laterales o momentos en los extremos. Si la resistencia a cortante no se toma tan solo como la resistencia del acero estructural, entonces la armadura transversal requerida para el cortante $V_{c,Ed}$ de acuerdo con el apartado 6.7.3.2(4) deberá soldarse al alma de la sección de acero o pasar a través de ella.

6.7.5 Disposiciones sobre la definición de los detalles constructivos

6.7.5.1 Recubrimiento de hormigón para perfiles de acero y armaduras

(1) Para secciones de acero totalmente embebidas deberá disponerse, al menos, un recubrimiento mínimo de hormigón armado que asegure una transmisión segura de las fuerzas de adherencia, la protección del acero frente a la corrosión y el desconchado del hormigón.

(2) El recubrimiento de hormigón de un ala de una sección completamente embebida no debe ser inferior a 40 mm, ni a un sexto del ancho b del ala.

(3) Para el recubrimiento de armaduras en puentes, véase el apartado 4.

6.7.5.2 Armadura longitudinal y transversal

(1) La armadura longitudinal de los pilares embebidos en hormigón que se considera en la resistencia de la sección transversal no debe ser menor al 0,3% de la sección transversal de hormigón. En secciones huecas llenas de hormigón normalmente no se necesita armadura longitudinal, si no se requiere cálculo para garantizar la resistencia al fuego.

(2) La armadura longitudinal y transversal en pilares total o parcialmente embebidos en hormigón debe calcularse y justificarse de acuerdo con el apartado 9.5 del Anejo 19.

(3) La distancia libre entre las barras de armadura longitudinal y la sección transversal de acero estructural puede ser inferior a la requerida en el punto (2), incluso cero. En este caso, para determinar la adherencia, el perímetro efectivo c de la barra de armado debe tomarse como la mitad o un cuarto de su perímetro, como se muestra en la figura A32.6.24 en (a) y (b), respectivamente.

(4) Para elementos total o parcialmente embebidos, donde las condiciones ambientales sean de clase X0 según la tabla A19.4.1 del Anejo 19 y la armadura longitudinal se desprecie en el cálculo, debe disponerse una armadura longitudinal mínima de 8 mm de diámetro y 250 mm de separación y una armadura transversal mínima de 6 mm de diámetro y 200 mm de separación. Alternativamente, se pueden utilizar mallas electrosoldadas de 4 mm de diámetro.

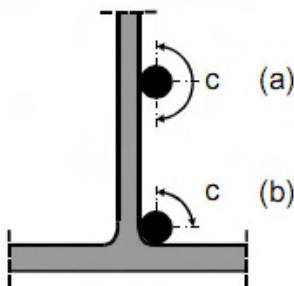


Figura A32.6.24 Perímetro efectivo c de la barra de armado

6.8 Fatiga

6.8.1 Generalidades

(1) La resistencia a fatiga de las estructuras mixtas debe comprobarse cuando las estructuras estén sometidas a fluctuaciones repetitivas de tensiones.

(2) El cálculo en estado límite de fatiga debe garantizar, con un nivel de probabilidad aceptable, que durante toda su vida útil, la estructura no va a fallar por fatiga o requerir reparaciones por daños de fatiga.

(3) Para pernos conectadores con cabeza en puentes, el esfuerzo rasante máximo por conectador bajo la combinación característica de acciones, no debe superar $k_s P_{Rd}$, donde P_{Rd} se determina de acuerdo con el apartado 6.6.3.1 y $k_s = 0,75$.

(4) Para acero estructural, no se necesita hacer una evaluación a fatiga cuando se aplique el apartado 9.1.1(2) del Anejo 29.

(5) Para hormigón y armaduras, no es necesario realizar una evaluación a fatiga si se aplica el apartado 6.8.4(107) el Anejo 21 o las salvedades enumeradas en el apartado 6.8.1(102) del Anejo 21.

6.8.2 Coeficientes parciales para la evaluación de la fatiga en puentes

(1) Los coeficientes parciales de seguridad γ_{Mf} para la resistencia a fatiga se recogen en el apartado 9.3 del Anejo 29 para elementos de acero y en el apartado 2.4.2.4 del Anejo 19 para hormigón y armaduras. Para pernos a cortante, se debe aplicar un coeficiente parcial de seguridad $\gamma_{Mf,s}$.

(2) Deben aplicarse coeficientes parciales de seguridad $\gamma_{Ff} = 1,0$ para las cargas de fatiga.

6.8.3 Resistencia a fatiga

(1) La resistencia a fatiga del acero estructural y las soldaduras debe tomarse del apartado 7 del Anejo 27.

(2) La resistencia a fatiga de las armaduras pasivas y activas debe tomarse del Anejo 19. Para hormigón es de aplicación el apartado 6.8.5 del Anejo 19.

(3) La curva de resistencia a fatiga de un perno con cabeza soldado automáticamente de acuerdo con el apartado 6.6.3.1 se muestra en la figura A32.6.25, y para hormigón convencional viene dado por:

$$(\Delta\tau_R)^m N_R = (\Delta\tau_c)^m N_c \quad (6.50)$$

donde:

$\Delta\tau_R$ es la tensión tangencial de fatiga relativa al área de la sección transversal del vástago de perno, utilizando el diámetro nominal del vástago

$\Delta\tau_c$ es el valor de referencia para $N_c = 2 \times 10^6$ ciclos con $\Delta\tau_c$ igual a 90 N/mm^2

m es la pendiente de la curva de resistencia a fatiga con el valor de $m = 8$

N_R es el número de ciclos de carga-descarga.

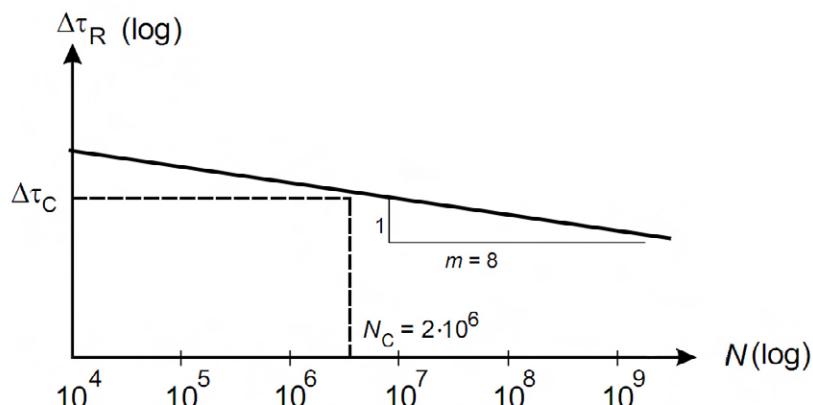


Figura A32.6.25 Curva de resistencia a fatiga para pernos con cabeza en losas macizas

(4) Para pernos en hormigón ligero con una clase de densidad de acuerdo con el apartado 11 del Anejo 19, la resistencia a fatiga debe determinarse de acuerdo con el punto (3) pero sustituyendo $\Delta\tau_R$ por $\eta_E \Delta\tau_R$ y $\Delta\tau_c$ por $\eta_E \Delta\tau_c$, donde η_E se recoge en el apartado 11.3.2 del Anejo 19.

6.8.4 Esfuerzos y cargas de fatiga

- (1) Los esfuerzos deben determinarse mediante un análisis elástico global de la estructura de acuerdo con los apartados 5.4.1 y 5.4.2 y para la combinación de acciones indicada en el apartado 6.8.3 del Anejo 19.
- (2) Los momentos flectores máximo y mínimo y/o los esfuerzos resultantes de la combinación de acciones de acuerdo con el punto (1), se definen como $M_{Ed,max,f}$ y $M_{Ed,min,f}$.
- (3) Las cargas de fatiga deben obtenerse de la reglamentación específica vigente. Cuando no se especifique carga de fatiga, puede utilizarse el Apéndice A.1 del Anejo 27.
- (4) Para la comprobación de la resistencia a fatiga en puentes de carretera pueden utilizarse métodos simplificados acordes con el Anejo 21 y el Anejo 29, basados en el modelo de carga de fatiga de la reglamentación específica vigente.
- (5) Para puentes de carretera pretensados mediante armaduras activas (tendones) y/o deformaciones impuestas, debe emplearse el modelo de cargas ponderadas para la comprobación de las armaduras y tendones de acuerdo con Apéndice NN.2.1 del Anejo 21.
- (6) Para puentes de ferrocarril, deben emplearse los valores característicos para el modelo de carga 71 de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

6.8.5 Tensiones

6.8.5.1 Generalidades

- (1) El cálculo de tensiones deberá basarse en el apartado 7.2.1.
- (2) Para la determinación de tensiones en regiones fisuradas, deberá tenerse en cuenta el efecto de la rigidización a tracción del hormigón en las tensiones en las armaduras.
- (3) Salvo que se compruebe mediante un método de mayor precisión, el efecto de la rigidización a tracción sobre las tensiones en las armaduras podrá considerarse de acuerdo con el apartado 6.8.5.4.
- (4) Salvo que se emplee un método más preciso, podrá despreciarse el efecto de la rigidización a tracción del hormigón en la determinación de las tensiones en el acero estructural.
- (5) Debe tenerse en cuenta el efecto de la rigidización a tracción sobre las tensiones en el acero de pretensar. Puede utilizarse el apartado 6.8.5.6.

6.8.5.2 Hormigón

- (1) Para la determinación de tensiones en elementos de hormigón será de aplicación el apartado 6.8 del Anejo 19.

6.8.5.3 Acero estructural

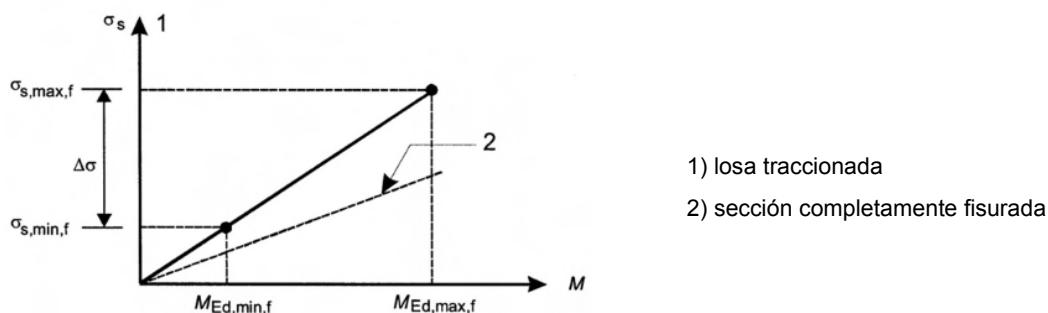
- (1) Cuando los momentos flectores $M_{Ed,max,f}$ y $M_{Ed,min,f}$ produzcan tensiones de tracción en la losa de hormigón, las tensiones en el acero estructural debidas a estos momentos flectores podrán determinarse en base al momento de inercia I_2 de acuerdo con el apartado 1.5.2.12.
- (2) Cuando $M_{Ed,min,f}$ y $M_{Ed,max,f}$, o únicamente $M_{Ed,min,f}$, produzcan compresión en la losa de hormigón, las tensiones en el acero estructural debidas a estos momentos deberán determinarse con las propiedades de la sección transversal no fisurada.

6.8.5.4 Armadura pasiva

(1) Cuando el momento flector $M_{Ed,max,f}$ produzca tensiones de tracción en la losa de hormigón y cuando no se apliquen métodos más precisos, los efectos de la rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras sobre la tensión $\sigma_{s,max,f}$ de la armadura debida al momento $M_{Ed,max,f}$ deberán determinarse con las ecuaciones (7.4) a (7.6) del apartado 7.4.3(3). En la ecuación (7.5) del apartado 7.4.3(3), deberá utilizarse un coeficiente 0,2 en lugar del coeficiente 0,4.

(2) Cuando el momento flector $M_{Ed,min,f}$ también produzca tensiones de tracción en la losa de hormigón, el rango de tensiones $\Delta\sigma$ se muestra en la figura A32.6.26 y la tensión $\sigma_{s,min,f}$ en la armadura debida al momento $M_{Ed,min,f}$ podrá determinarse como:

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}} \quad (6.51)$$



(3) Cuando $M_{Ed,min,f}$ y $M_{Ed,max,f}$, o únicamente $M_{Ed,min,f}$, produzcan compresión en la losa de hormigón, las tensiones en la armadura debidas a estos momentos deberán determinarse con las propiedades de la sección transversal no fisurada.

6.8.5.5 Conexión a rasante

(1) El rasante por unidad de longitud deberá calcularse mediante un análisis elástico.

(2) En elementos en los que se produzca la fisuración del hormigón, los efectos de la rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras, deberán tenerse en cuenta en el modelo apropiado. Como simplificación, los esfuerzos rasantes en el contacto entre acero estructural y hormigón podrán determinarse utilizando las propiedades de la sección no fisurada.

6.8.5.6 Tensiones en las armaduras pasivas y activas de elementos pretensados mediante tendones adherentes

(1) Para elementos con armaduras activas (tendones) adherentes, deberá tenerse en cuenta el distinto comportamiento adherente de armaduras y tendones en la comprobación de las tensiones en armaduras y tendones.

(2) Las tensiones deben determinarse de acuerdo con el apartado 6.8.5.4 pero con $\sigma_{s,max,f}$ determinada de acuerdo con el apartado 7.4.3(4).

6.8.6 Rango de tensiones

6.8.6.1 Acero estructural y armadura

(1) El rango de tensiones deberá determinarse a partir de las tensiones calculadas de acuerdo con el apartado 6.8.5.

(2) Cuando la comprobación a fatiga se base en el rango de tensiones de daño equivalente, en general, deberá determinarse un rango $\Delta\sigma_E$ como:

$$\Delta\sigma_E = \lambda\phi|\sigma_{max,f} - \sigma_{min,f}| \quad (6.52)$$

donde:

$\sigma_{max,f}$ y $\sigma_{min,f}$ son las tensiones máxima y mínima debidas a los apartados 6.8.4 y 6.8.5

λ es el coeficiente de daño equivalente

ϕ es el coeficiente de impacto de daño equivalente.

(3) Cuando un elemento esté sometido a una combinación global y local de efectos, deberán considerarse los efectos de forma separada. Salvo que se aplique un método de mayor precisión, la tensión de amplitud constante equivalente debida a los efectos globales y locales deberá combinarse utilizando:

$$\Delta\sigma_E = \lambda_{glob}\phi_{glob}\Delta\sigma_{E,glob} + \lambda_{loc}\phi_{loc}\Delta\sigma_{E,loc} \quad (6.53)$$

en la que los subíndices "glob" y "loc" hacen referencia a los efectos globales y locales respectivamente.

(4) El coeficiente de daño equivalente λ depende del espectro de cargas y de la pendiente de la curva de resistencia a fatiga.

(5) El coeficiente λ para elementos de acero estructural se recoge en el apartado 9.5.2 del Anejo 29 para puentes de carretera y en el apartado 9.5.3 del Anejo 29 para puentes de ferrocarril.

NOTA: Los coeficientes $\lambda = \lambda_s$ para armaduras pasivas y activas se dan en el Apéndice NN2 para puentes de carretera y en el Apéndice NN.3 para puentes de ferrocarril, ambos del Anejo 21.

(6) Para puentes de ferrocarril el coeficiente de impacto de daño equivalente ϕ se define en la reglamentación específica vigente.

(7) Para puentes de carretera el coeficiente de impacto de daño equivalente puede tomarse igual a 1,0, salvo que la reglamentación específica vigente indique otro valor.

6.8.6.2 Conexión a rasante

(1) Para la comprobación de los pernos conectadores basada en rangos de tensiones nominales, el rango de la tensión tangencial equivalente de amplitud constante $\Delta\tau_{E,2}$ para 2 millones de ciclos viene dado por:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v\Delta\tau \quad (6.54)$$

donde:

λ_v es el coeficiente de daño equivalente dependiente del espectro y de la pendiente m de la curva de resistencia a fatiga

$\Delta\tau$ es el rango de tensiones tangenciales debidas a la carga de fatiga, relativas al área de la sección transversal del vástago del perno utilizando el diámetro nominal d del vástago.

(2) El rango de tensiones tangenciales de amplitud constante equivalente en soldaduras de otros tipos de conexiones a cortante deberá calcularse de acuerdo con el apartado 6 del Anejo 27.

(3) Para puentes, el coeficiente de daño equivalente λ_v de los pernos a cortante debe determinarse a partir de $\lambda_v = \lambda_{v,1} \lambda_{v,2} \lambda_{v,3} \lambda_{v,4}$ donde los coeficientes $\lambda_{v,1}$ a $\lambda_{v,4}$ se definen en los puntos (4) y (5).

(4) Para puentes de carretera con luces hasta 100 m, debe emplearse el coeficiente $\lambda_{v,1} = 1,55$. Los coeficientes $\lambda_{v,2}$ a $\lambda_{v,4}$ deben determinarse de acuerdo con el apartado 9.5.2(3) a (6) del Anejo 29, pero empleando los exponentes 8 y 1/8 en lugar de los dados para que la curva de fatiga tenga la pendiente $m = 8$ correspondiente a la curva de resistencia a fatiga de los pernos dada en el apartado 6.8.3.

(5) Para puentes de ferrocarril se aplica lo establecido en la Instrucción para acciones de puentes de ferrocarril.

6.8.7 Evaluación de la fatiga basada en rangos de tensión nominal

6.8.7.1 Acero estructural, armadura pasiva y hormigón

(1) La evaluación de la fatiga para armaduras pasivas deberá seguir el apartado 6.8.5 o 6.8.5 del Anejo 19.

(2) La comprobación para el hormigón comprimido deberá seguir el apartado 6.8.7 del Anejo 21.

(3) Para puentes, la evaluación de la fatiga para acero estructural deberá cumplir con el apartado 9 del Anejo 29.

(4) La evaluación de la fatiga para el acero para armaduras activas debe cumplir con el apartado 6.8.5 del Anejo 19.

6.8.7.2 Conexión a rasante

(1) Para pernos conectadores soldados a un ala de acero que bajo la combinación correspondiente de acciones siempre esté comprimida (véase el apartado 6.8.4(1)), la comprobación a fatiga deberá cumplir con el criterio:

$$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s} \quad (6.55)$$

donde:

$\Delta\tau_{E,2}$ se define en el apartado 6.8.6.2(1)

$\Delta\tau_c$ es el valor de referencia de la resistencia a fatiga para 2 millones de ciclos determinada de acuerdo con el apartado 6.8.3.

Se determinará el rango de tensiones tangenciales $\Delta\tau$ en el perno con el área de la sección transversal del vástago del perno utilizando el diámetro nominal d del vástago.

(2) Cuando la tensión máxima en el ala del perfil de acero a la que están soldados los pernos conectadores sea de tracción bajo la combinación correspondiente, deberá comprobarse la interacción en cualquier sección transversal entre el rango de tensiones tangenciales $\Delta\tau_E$ en la soldadura de los pernos conectadores y el rango de tensiones normales $\Delta\sigma_E$ en el ala de acero utilizando las siguientes expresiones de interacción.

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \quad (6.56)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,0; \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,0 \quad (6.57)$$

donde:

- $\Delta\sigma_{E,2}$ es el rango de tensiones en el ala determinado de acuerdo con el apartado 6.8.6.1
 $\Delta\sigma_c$ es el valor de referencia de la resistencia a fatiga dado en apartado 7 del Anejo 27, considerando una categoría 80,

y los rangos de tensiones tangenciales $\Delta\tau_{E,2}$ y $\Delta\tau_c$ se definen en el punto (1).

La expresión (6.56) deberá comprobarse para el valor máximo de $\Delta\sigma_{E,2}$ y el valor correspondiente $\Delta\tau_{E,2}$, así como para la combinación del valor máximo de $\Delta\tau_{E,2}$ y el valor correspondiente de $\Delta\sigma_{E,2}$. Salvo que se tenga en cuenta el efecto de la rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras por métodos de mayor precisión, el criterio de interacción deberá comprobarse con los rangos correspondientes de tensiones determinados con las propiedades de la sección transversal tanto fisurada como no fisurada.

6.9 Elementos a tracción en puentes mixtos

(1) Los elementos aislados de hormigón traccionados, de acuerdo con el apartado 5.4.2.8(1) (a), deben calcularse de acuerdo con los apartados 6 y 9 del Anejo 21. Para pretensado con tendones, debe tenerse en cuenta el efecto del comportamiento producido por la diferente adherencia del acero de pretensado y el de armar, de acuerdo con el apartado 6.8.2 del Anejo 19.

(2) Para elementos traccionados en puentes de tablero inferior o intermedio y puentes arco de tablero inferior donde el elemento traccionado está trabajando simultáneamente como tablero y está sometido a una combinación de efectos locales y globales, debe comprobarse la resistencia a cortante de cálculo para cortante vertical local y para punzonamiento debidos a cargas permanentes y cargas de tráfico. Salvo que se emplee un método más preciso, la comprobación debe ser acorde con los apartados 6.2 y 6.4 del Anejo 19 y el apartado 6.2.2.5(3) teniendo en cuenta el esfuerzo normal del elemento de hormigón armado de acuerdo con el apartado 5.4.2.8(3) y (6).

(3) En los extremos de la parte de hormigón de un elemento mixto traccionado, para la introducción de la fuerza normal, debe disponerse un grupo concentrado de conectadores dimensionados de acuerdo con el apartado 6.6. La conexión a rasante debe ser capaz de transmitir el valor de cálculo de la fuerza normal del elemento de hormigón traccionado en una longitud de $1,5b$, donde b es el mayor valor entre el saliente del elemento de hormigón y la mitad de la distancia entre los elementos de acero adyacentes. Cuando los conectadores se comprueben para una fuerza normal determinada mediante el apartado 5.4.2.8(6), debe emplearse la ecuación (5.6-3).

(4) Deberán disponerse medios para distribuir, entre la parte acero estructural y la de hormigón armado, los esfuerzos y momentos de los elementos conectados a los extremos del elemento mixto traccionado.

(5) Para elementos mixtos traccionados sometidos a tracción y flexión, debe disponerse una conexión a rasante de acuerdo con el apartado 6.6.

(6) Para elementos mixtos a tracción, como diagonales en celosías, no debe suponerse en el cálculo que la longitud de introducción de las cargas supera en dos veces la dimensión transversal mínima del elemento.

7 Estados Límite de Servicio

7.1 Generalidades

(1) Una estructura con elementos mixtos debe calcularse y construirse de forma que se satisfagan todos los Estados Límite de Servicio de acuerdo con el apartado 3.4 del Anejo 18.

- (2) La comprobación de los Estados Límite de Servicio debe basarse en el criterio establecido en el apartado 3.4(3) del Anejo 18.
- (3) El puente mixto o las partes específicas del mismo deben clasificarse dentro de clases ambientales de acuerdo con el apartado 4 del Anejo 21.
- (4) Para puentes o partes de puentes, deben realizarse comprobaciones en Estado Límite de Servicio tanto en las fases de construcción como para situaciones persistentes.
- (5) Además, deberán tenerse en cuenta los requisitos y criterios recogidos en la reglamentación específica vigente.
- (6) Los Estados Límite de Servicio de placas mixtas deben comprobarse de acuerdo con el apartado 9.

7.2 Tensiones

7.2.1 Generalidades

- (1) El cálculo de las tensiones en vigas en Estado Límite de Servicio deben tener en cuenta los siguientes efectos, cuando corresponda:
- arrastre por cortante,
 - fluencia y retracción del hormigón,
 - fisuración y rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras,
 - proceso constructivo,
 - aumento de la flexibilidad a causa de una interacción incompleta significativa producida por el deslizamiento de la conexión a rasante,
 - el comportamiento anelástico del acero y la armadura, si los hubiera,
 - alabeo y distorsión, si los hubiera.
- (2) El arrastre por cortante puede considerarse de acuerdo con el apartado 5.4.1.2.
- (3) Salvo que se emplee un método más preciso, los efectos de la fluencia y la retracción podrán tenerse en cuenta mediante el empleo de coeficientes de homogeneización de acuerdo con el apartado 5.4.2.2.
- (4) En secciones fisuradas, podrán despreciarse los efectos isostáticos de la retracción en la comprobación de tensiones.
- (5) En el análisis de secciones, debe despreciarse la resistencia a tracción del hormigón.
- (6) Debe tenerse en cuenta la influencia de la rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras sobre las tensiones en las armaduras pasivas y activas. Salvo que se empleen métodos más precisos, las tensiones en las armaduras deben determinarse de acuerdo con el apartado 7.4.3.
- (7) Puede despreciarse la influencia de la rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras en las tensiones del acero estructural.
- (8) Deben sumarse las tensiones en la losa de hormigón y en su armadura pasiva producidas por los efectos simultáneos de las acciones globales y locales.

7.2.2 Limitación de las tensiones en puentes

- (1) Deben evitarse una fluencia y microfisuración excesivas, limitando las tensiones de compresión en el hormigón.

- (2) La limitación de tensiones en el hormigón al valor $k_i f_{ck}$ debe realizarse de acuerdo con el apartado 7.2 del Anejo 19, con las modificaciones recogidas en el Anejo 21.
- (3) Las tensiones en las armaduras pasivas y activas deben ser tales que eviten las deformaciones plásticas del acero.
- (4) Bajo la combinación característica de acciones, las tensiones deben limitarse a $k_i f_{sk}$ en las armaduras pasivas y a $k_5 f_{pk}$ en las armaduras activas, donde los valores k_i y k_5 se recogen en el apartado 7.2(5) del Anejo 19.
- (5) Las tensiones en el acero estructural deben ser acordes con el apartado 7.3 del Anejo 29.
- (6) Para Estados Límites de Servicio, el esfuerzo rasante por conectador debe limitarse de acuerdo con el apartado 6.8.1(3).

7.2.3 Respiración del alma

- (1) La esbeltez de las chapas del alma rigidizada o no rigidizada de las vigas mixtas debe limitarse de acuerdo con el apartado 7.4 del Anejo 29.

7.3 Deformaciones en puentes

7.3.1 Flechas

- (1) Cuando proceda, en el estado límite de deformación, son de aplicación las condiciones de aptitud al servicio establecidas en la reglamentación específica vigente y los apartados 7.5 a 7.8 y 7.12 del Anejo 29.
- (2) Las flechas deben calcularse empleando un análisis elástico, de acuerdo con el apartado 5.
- (3) Las deformaciones que se produzcan durante la construcción deben controlarse de forma que el hormigón no se deteriore durante su vertido y fraguado a causa de desplazamientos incontrolados y que se alcance la geometría exigida a largo plazo.

7.3.2 Vibraciones

- (1) Para el estado límite de vibraciones deben aplicarse, según corresponda, la reglamentación específica vigente y los apartados 7.7 a 7.10 del Anejo 29.

7.4 Fisuración del hormigón

7.4.1 Generalidades

- (1) Para la limitación de abertura de fisura en puentes, se aplicarán a las estructuras mixtas las consideraciones generales del apartado 7.3.1 del Anejo 19 con las modificaciones del Anejo 21. La limitación de la abertura de fisura dependerá de la clase de exposición de acuerdo con el apartado 4 del Anejo 21.
- (2) Podrá obtenerse una estimación de la abertura de fisura según el apartado 7.3.4 del Anejo 19 donde la tensión σ_s deberá calcularse teniendo en cuenta los efectos de la rigidización a tracción. Salvo que se aplique un método de mayor precisión, σ_s se determinará de acuerdo con el apartado 7.4.3(3).
- (3) Como alternativa simplificada y conservadora, la reducción de la abertura de fisura a una anchura admisible podrá conseguirse asegurando un armado mínimo, según el apartado 7.4.2 y una separación entre barras o diámetros de las mismas no superiores a los límites establecidos en el apartado 7.4.3.
- (4) Las reglas de aplicación para limitar la abertura de fisura a w_k se recogen en los apartados 7.4.2 y 7.4.3. Los valores de w_{max} serán los especificados para el apartado 7.3.1 del Anejo 19.

(5) Cuando la acción mixta se hace efectiva, a medida que va endureciendo el hormigón, deben tenerse en cuenta los efectos del calor de hidratación del cemento y su correspondiente retracción térmica, únicamente durante la fase de construcción, en Estado Límite de Servicio para determinar las zonas en las que se prevé la aparición de tracciones.

(6) Salvo que se tomen medidas específicas para limitar los efectos del calor de hidratación del cemento, por simplificación, se supondrá una diferencia de temperatura constante (20K) entre la sección de hormigón y la de acero (hormigón más frío) para la determinación de las regiones fisuradas de acuerdo con el apartado 7.4.2(5) y para la limitación del ancho de fisura de acuerdo con los apartados 7.4.2 y 7.4.3. Para la determinación de las tensiones en el hormigón, deben emplearse los coeficientes de edades tempranas.

7.4.2 Armadura mínima

(1) Salvo que se aplique un método más preciso de acuerdo con el apartado 7.3.2(1) del Anejo 19, en todas las secciones sin pretensado por tendones y sometidas a una tracción significativa debida a la coacción de las deformaciones impuestas (como por ejemplo efectos isostáticos o hiperestáticos debidos a la retracción), en combinación o no con efectos de cargas directas, el área de armadura mínima requerida A_s para las losas de vigas mixtas vendrá dada por:

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (7.1)$$

donde:

$f_{ct,eff}$ es el valor medio de la resistencia eficaz a tracción del hormigón en el momento en que se espera que ocurra la primera fisura. Los valores para $f_{ct,eff}$ podrán tomarse como f_{ctm} , véase la tabla A.19.3.1, o como f_{1ctm} , véase la tabla A19.11.3.1, según proceda, ambas del Anejo 19, tomando como clase la resistencia en el momento en que se espera la fisuración. Cuando la edad del hormigón al fisurar no pueda establecerse con seguridad como menor de 28 días, la tensión mínima a tracción podrá adoptarse como $3N/mm^2$

k es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de tensiones auto-equilibradas no uniformes y podrá tomarse como 0,8

k_s es el coeficiente que tiene en cuenta el efecto de la reducción de la fuerza normal en la losa de hormigón debido a la fisuración inicial y el deslizamiento local de la conexión a rasante, podrá tomarse como 0,9

k_c es el coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones en la sección inmediatamente anterior a la fisuración y viene dado por:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} + 0,3 \leq 1,0 \quad (7.2)$$

h_c es el espesor del ala de hormigón, excluyendo cualquier nervio o costilla

z_0 es la distancia vertical entre los centros de gravedad del ala de hormigón no fisurada y la sección mixta no fisurada, calculada utilizando el coeficiente de homogeneización n_0 para acciones instantáneas

σ_s es la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de la fisuración. Podrá tomarse como el límite elástico característico f_{sk} . Sin embargo, podrá necesitarse un valor menor, dependiendo del diámetro de la barra, para satisfacer los límites requeridos del ancho de fisura. Este valor viene dado en la tabla A32.7.1

A_{ct} es el área de la zona traccionada (debida a cargas directas y los efectos isostáticos de la retracción) inmediatamente antes de la fisuración de la sección transversal. Por simplificación, podrá utilizarse el área de la sección del hormigón en el ancho eficaz.

Tabla A32.7.1 Diámetros máximos para barras corrugadas

Tensión en el acero σ_s (N/mm^2)	Diámetro máximo de barra ϕ^* (mm) para el ancho de fisura w_k de cálculo		
	$w_k = 0,4\ mm$	$w_k = 0,3\ mm$	$w_k = 0,2\ mm$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

(2) El diámetro de barra máximo para la armadura mínima podrá modificarse a un valor ϕ dado por:

$$\phi = \phi^* f_{ct,eff} / f_{ct,0} \quad (7.3)$$

donde:

ϕ^* es el diámetro máximo de la barra dado en la tabla A32.7.1

$f_{ct,0}$ es la resistencia a tracción de referencia del hormigón de valor $2,9\ N/mm^2$.

(3) Deberá disponerse, al menos, la mitad de la armadura mínima requerida entre la fibra media de la losa y la cara sometida a las mayores tensiones de tracción.

(4) Para el dimensionamiento de la armadura mínima en las alas de hormigón con canto variable transversal a la dirección de la viga, deberá utilizarse el canto local.

(5) Debe disponerse la armadura mínima indicada en los puntos (1) y (2) donde las tensiones en el hormigón sean de tracción bajo la combinación característica de acciones. Para los elementos pretensados mediante armaduras activas adherentes, es de aplicación el apartado 7.3.2(4) del Anejo 19.

(6) Cuando se empleen armaduras activas (tendones) adherentes, podrá tenerse en cuenta la contribución de los tendones adherentes en la armadura mínima de acuerdo con el apartado 7.3.2(3) del Anejo 19.

7.4.3 Control de la fisuración producida por cargas directas

(1) Cuando, como mínimo, se disponga la armadura mínima dada en el apartado 7.4.2, la limitación de la abertura de fisura a valores aceptables se alcanzará generalmente limitando la separación de las barras de armadura pasiva o su diámetro. El diámetro máximo de la barra y la separación máxima de la misma dependen de la tensión σ_s en la armadura pasiva y de la abertura de fisura de cálculo. Los diámetros máximos de las barras se dan en la tabla A32.7.1 y la separación máxima entre barras, en la tabla A32.7.2.

Tabla A32.7.2 Separación máxima entre barras corrugadas

Tensión en el acero σ_s (N/mm ²)	Separación máxima entre barras (mm) para el ancho de fisura w_k de cálculo		
	$w_k = 0,4\text{ mm}$	$w_k = 0,3\text{ mm}$	$w_k = 0,2\text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

(2) Los esfuerzos internos deben determinarse con un análisis elástico de acuerdo con el apartado 5, teniendo en cuenta los efectos de la fisuración del hormigón. Las tensiones en la armadura deben determinarse teniendo en cuenta los efectos de la rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras. Salvo que se emplee un método más preciso, las tensiones pueden calcularse de acuerdo con el punto (3).

(3) En vigas mixtas, cuando se suponga que la losa de hormigón está fisurada y que no dispone de armaduras activas, las tensiones en la armadura pasiva aumentan a causa de los efectos de la rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras en comparación con las tensiones basadas en una sección mixta en la que se desprecia el hormigón. Las tensiones de tracción en la armadura σ_s debidas a cargas directas se pueden calcular como:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (7.4)$$

con:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4f_{ctm}}{\alpha_{st}\rho_s} \quad (7.5)$$

$$\alpha_{st} = \frac{AI}{A_aI_a} \quad (7.6)$$

donde:

$\sigma_{s,0}$ es la tensión en la armadura pasiva producida por esfuerzos internos que actúan sobre la sección mixta, calculada despreciando el hormigón traccionado

f_{ctm} es la resistencia media a tracción del hormigón tomada de la tabla A19.3.1 como f_{ctm} para hormigón convencional o de la tabla A19.11.3.1 como f_{1ctm} para hormigón ligero, ambas del Anexo 19 del Código Estructural

ρ_s es la cuantía de armadura pasiva dada por $\rho_s = (A_s/A_{ct})$

A_{ct} es el área eficaz del ala de hormigón en la zona traccionada; por simplicidad, debe emplearse el área de la sección de hormigón dentro del ancho eficaz

A_s es el área total de todas las capas de armadura pasiva longitudinal dentro del área eficaz A_{ct}

A, I son el área y el momento de inercia, respectivamente, de la sección mixta eficaz despreciando el hormigón traccionado y las chapas laminadas, si las hubiere

A_a, I_a son las propiedades correspondientes a la sección de acero estructural.

(4) Cuando se empleen tendones adherentes, el cálculo debe seguir el apartado 7.3 del Anejo 19 del Código Estructural, donde σ_s debe determinarse teniendo en cuenta los efectos de la rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras.

7.5 Tableros con vigas de acero embebidas

7.5.1 Generalidades

(1) Los efectos de las acciones en los Estados Límite de Servicio deben determinarse de acuerdo con los puntos (1) a (4) y (6) a (8) del apartado 5.4.2.9.

7.5.2 Fisuración del hormigón

(1) Deben considerarse las reglas de aplicación del apartado 7.4.1.

(2) Para las barras de armado en la dirección de las vigas de acero dentro del espesor total del tablero, deben aplicarse los apartados 7.5.3 y 7.5.4.

7.5.3 Armadura mínima

(1) Salvo que se compruebe con unos métodos más precisos, la armadura longitudinal superior mínima $A_{s,min}$ por viga embebida debe determinarse como sigue:

$$A_{s,min} \geq 0,01A_{c,eff} \quad (7.7)$$

donde:

$A_{c,eff}$ es el área eficaz de hormigón dada por $A_{c,eff} = s_w c_{st} \leq s_w d_{eff}$

d_{eff} es el espesor eficaz del hormigón dado por $d_{eff} = c + 7,5\phi_s$

ϕ_s es el diámetro de la armadura longitudinal en mm dentro del intervalo $10 \text{ mm} \leq \phi_s \leq 16 \text{ mm}$

c, c_{st} es el recubrimiento de hormigón de la armadura longitudinal y de la sección de acero estructural respectivamente (véase la figura A32.6.8)

s_w se define en la figura A32.6.8.

La separación s de las barras de la armadura longitudinal debe satisfacer la siguiente condición: $100 \text{ mm} \leq s \leq 150 \text{ mm}$.

7.5.4 Control de la fisuración producida por cargas directas

(1) Es de aplicación el apartado 7.4.3(1).

(2) La tensión en la armadura puede calcularse empleando las propiedades de la sección mixta fisurada con un momento de inercia I_2 de acuerdo con el apartado 1.5.2.12.

8 Losas de hormigón prefabricado en puentes mixtos

8.1 Generalidades

(1) En este apartado 8 se analizan las losas prefabricadas de hormigón armado o pretensado, empleadas bien como alas de canto total de tableros de puentes o como losas de canto parcial actuando junto con hormigón "in situ".

(2) Las losas prefabricadas de puentes deben calcularse de acuerdo con los Anejos 19 a 21 del Código Estructural y también para la acción mixta con las vigas de acero.

(3) Deben considerarse en el cálculo las tolerancias de las alas de acero y del elemento de hormigón prefabricado.

8.2 Acciones

(1) Cuando los elementos prefabricados actúan como encofrado perdido debe cumplirse la reglamentación específica vigente.

8.3 Cálculo, análisis y definición de los detalles constructivos de las losas de puentes

(1) Si se supone que la losa de hormigón prefabricado actúa junto con el hormigón “in situ”, debe calcularse como continua tanto en dirección longitudinal como transversal. Las uniones entre losas deben calcularse para transmitir las fuerzas en el plano de contacto, así como los momentos flectores y los cortantes. Las compresiones perpendiculares a la unión se puede suponer que se transmiten mediante la presión de contacto, si la unión está rellena de mortero o adhesivo o si se demuestra mediante ensayos que las superficies de contacto están lo suficientemente próximas.

(2) Para el empleo de conectadores en grupos, véase el apartado 6.6.5.5(4).

(3) Podrá emplearse una distribución escalonada de los esfuerzos rasantes siempre que se cumplan las limitaciones del apartado 6.6.1.2(1).

8.4 Superficie de contacto entre la viga de acero y la losa de hormigón

8.4.1 Sistemas de apoyo y tolerancias

(1) Cuando se utilicen losas prefabricadas sin sistemas de apoyo, deberán especificarse las tolerancias requeridas para el apoyo sobre la estructura de acero.

8.4.2 Corrosión

(1) Las alas de acero bajo lasas prefabricadas sin sistema de apoyo deben tener la misma protección frente a corrosión que el resto de la estructura de acero, salvo que se pueda omitir cualquier revestimiento estético que se pueda aplicar tras el montaje de la estructura.

8.4.3 Conexión a rasante y armadura pasiva transversal

(1) La conexión a rasante y la armadura transversal deben calcularse de acuerdo con las cláusulas correspondientes de los apartados 6 y 7.

(2) Si los conectadores soldados a la viga de acero se introducen en el interior de huecos o uniones entre lasas, que se llenan de hormigón después del montaje, la definición de los detalles constructivos y las propiedades del hormigón (por ejemplo, el tamaño del árido) deben ser tales que permitan un hormigonado adecuado de los mismos. La distancia libre entre los conectadores y el elemento prefabricado debe ser suficiente, en todas las direcciones, para permitir una compactación completa del hormigón de relleno teniendo en cuenta las tolerancias.

(3) Si los conectadores se disponen en grupos, la armadura debe colocarse cerca de cada grupo para evitar el fallo local prematuro tanto en el hormigón prefabricado como en el ejecutado “in situ”.

9 Placas mixtas en puentes

9.1 Generalidades

- (1) Este apartado 9 es válido para placas mixtas formadas por una chapa plana nominal de acero estructural conectada a una capa de hormigón ejecutado in situ mediante pernos con cabeza y que se utilizan como ala en un tablero de un puente soportando cargas transversales, así como fuerzas en su plano, o como ala inferior de una viga cajón. Las placas de piel doble u otros tipos de conectadores no están contemplados en este apartado.
- (2) Las placas de acero deben estar apoyadas durante la ejecución, bien permanentemente o bien mediante apoyos temporales, con el fin de limitar su flecha a menos de 0,05 veces el espesor de la capa de hormigón salvo que se tenga en cuenta en el cálculo de la placa de acero el peso adicional de hormigón producido por la deformación de la placa.
- (3) El ancho eficaz debe determinarse de acuerdo con el apartado 5.4.1.2, donde b_0 debe tomarse como $2a_w$ con a_w como se define en el apartado 9.4(4).
- (4) Para el análisis global, son de aplicación los apartados 5.1 y 5.4.

9.2 Cálculo de efectos locales

- (1) Los efectos locales son los momentos flectores y los cortantes producidos por las cargas transversales sobre la placa mixta actuando como una losa unidireccional o bidireccional. Para el análisis de los efectos de las acciones locales, puede suponerse que la placa mixta es elástica y no está fisurada. El ala superior de una viga doble T no necesita calcularse como mixta en la dirección transversal.
- (2) Puede suponerse que el hormigón y la chapa de acero trabajan con acción mixta sin deslizamiento.
- (3) La resistencia a flexión y a esfuerzo cortante vertical puede comprobarse considerando que la chapa de acero es parte de la armadura pasiva de la losa de hormigón armado. La resistencia de cálculo a cortante vertical en el apartado 6.2.2.5(3) es aplicable, cuando la distancia en dirección longitudinal y transversal entre conectadores no supere en tres veces el espesor de la placa mixta.

9.3 Cálculo de efectos globales

- (1) La placa mixta debe calcularse para resistir todos los esfuerzos producidos por las cargas axiles, flexión global y torsión de todas las vigas longitudinales o transversales de las que forme parte.
- (2) El valor de cálculo de la resistencia a compresión en su plano puede tomarse como la suma de las resistencias de cálculo del hormigón y de la chapa de acero dentro del ancho eficaz. Debe considerarse la reducción de la resistencia debida a los efectos de segundo orden de acuerdo con el apartado 5.8 del Anejo 19.
- (3) El valor de cálculo de la resistencia a tracción en su plano debe tomarse como la suma de las resistencias de cálculo de la chapa de acero y de la armadura dentro del ancho eficaz.
- (4) Para los conectadores, debe considerarse la interacción con los efectos de las cargas locales como se indica en el apartado 9.4(1). En otro caso, no necesitaría considerarse. Los conectadores calculados para esfuerzos cortantes, tanto en la dirección longitudinal como transversal, deben comprobarse para el vector suma de las fuerzas simultáneas sobre el conectador.

9.4 Cálculo de los conectadores

- (1) La resistencia a fatiga y los requisitos para los Estados Límite de Servicio deben comprobarse para la combinación del efecto local y el efecto global simultáneo.

(2) Puede emplearse la resistencia de cálculo de los pernos conectadores indicada en los apartados 6.6.3 y 6.8.3 siempre que la losa de hormigón tenga una armadura inferior con un área no inferior a 0,002 veces el área de hormigón en cada una de las dos direcciones perpendiculares.

(3) Son de aplicación las reglas para la definición de los detalles constructivos del apartado 6.6.5.

(4) Para alas anchas de vigas, puede determinarse la distribución del rasante debido a los efectos globales para Estados Límite de Servicio y de fatiga como sigue, con el fin de considerar el deslizamiento y el arrastre por cortante. La fuerza longitudinal P_{Ed} en un conectador a distancia x del alma más cercana puede tomarse como

$$P_{Ed} = \frac{v_{L,Ed}}{n_{tot}} \left[\left(3,85 \left(\frac{n_w}{n_{tot}} \right)^{-0,17} - 3 \right) \left(1 - \frac{x}{b} \right)^2 + 0,15 \right] \quad (9.1)$$

donde:

$v_{L,Ed}$ es el rasante de cálculo por unidad de longitud en la losa de hormigón debido a los efectos globales en el alma considerada, que se determina empleando los anchos eficaces para el arrastre por cortante

n_{tot} es el número total de conectadores del mismo tamaño por unidad de longitud de la viga como se muestra en la figura A32.9.1, siempre que el número de conectadores por unidad de área no aumente con x

n_w es el número de conectadores por unidad de longitud situados en una distancia medida desde el alma igual a la mayor entre $10t_f$ y 200 mm, donde t_f es el espesor de la chapa de acero. Para estos conectadores, x debe tomarse como 0

b es igual a la mitad de la distancia entre almas adyacentes o la distancia entre el alma y el borde libre del ala.

En el caso de que el ala se extienda una distancia a_w fuera del alma de acuerdo con la figura A32.9.1, el número de conectadores n_{tot} y n_w puede incluir conectadores dispuestos en este ala. Los conectadores deben concentrarse en la región n_w de acuerdo con la figura A32.9.1. La separación de los conectadores debe satisfacer las condiciones del punto (7) para evitar el pandeo local prematuro de la placa.

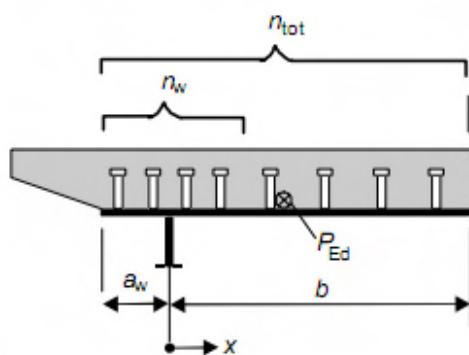


Figura A32.9.1 Definición de la notación de la ecuación (9.1)

(5) No se requiere de una determinación más precisa de la distribución de los esfuerzos rasantes en alas inferiores mixtas de secciones cajón de acuerdo con el punto (4), si la distribución de los conectadores se basa en las siguientes reglas:

- los conectadores deben concentrarse en las esquinas de la viga cajón,

- al menos el 50% del total de los conectadores, que son los responsables de transmitir el esfuerzo rasante del alma del ala inferior de hormigón, deben estar conectados al alma en el ala inferior de hormigón y dentro del ancho b_f del ala inferior de acero. El ancho b_f del ala inferior de acero debe tomarse como el mayor de:

$$b_f = 20t_f, \quad b_f = 0,2b_{ei} \quad \text{y} \quad b_f = 400 \text{ mm.}$$

donde b_{ei} es el ancho eficaz del ala inferior de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 y t_f el espesor del ala inferior de acero.

(6) Para Estados Límite Últimos, puede suponerse que todos los conectadores dentro del ancho eficaz soportan el mismo esfuerzo rasante.

(7) Cuando la función de los conectadores sea evitar el pandeo local del elemento de acero de la placa mixta comprimida, la separación entre los centros de los conectadores no debe superar los límites recogidos en la tabla A32.9.1.

Tabla A32.9.1 Límites superiores para las separaciones de los conectadores en una placa mixta comprimida

		Clase 2	Clase 3
Perpendicular a la dirección del esfuerzo de compresión	Ala exterior:	$14t\epsilon$	$20t\epsilon$
	Ala interior:	$45t\epsilon$	$50t\epsilon$
En la dirección del esfuerzo de compresión	Alas exteriores e interiores:	$22t\epsilon$	$25t\epsilon$
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$, con f_y en N/mm ²			t - espesor del ala de acero

Apéndice C Recomendaciones para los pernos conectadores que generan fuerzas de rotura en la dirección del espesor de la losa

C.1 Resistencia de cálculo y definición de los detalles constructivos

(1) La resistencia a cortante de cálculo de un perno conectador acorde con el apartado 6.6.3.1, que produce esfuerzos de rotura en la dirección del canto de la losa, véase la figura A32.C.1, debe determinarse para los Estados Límite Últimos (salvo el de fatiga) a partir de la ecuación (C.1), si esto conduce a un valor inferior al de las ecuaciones (6.18) y (6.19):

$$P_{Rd,L} = \frac{1,4k_V(f_{ck}da'_r)^{0,4}(a/s)^{0,3}}{\gamma_V} [\text{kN}] \quad (\text{C.1})$$

donde:

a'_r es la distancia eficaz al borde; $= a_r - c_V - \frac{\phi_s}{2} \geq 50 \text{ mm}$

k_V = 1 para conexiones a rasante en posición de borde

= 1,14 para conexiones a cortante en posición intermedia

γ_V es el coeficiente parcial de seguridad.

NOTA: Véase la definición del apartado 6.6.3.1(1) para γ_V

f_{ck} es la resistencia característica del hormigón en probeta cilíndrica a la edad considerada, en N/mm²

d es el diámetro del vástago del perno con $19 \leq d \leq 25 \text{ mm}$

h es la altura total del perno con $h/d \geq 4$

a es la separación horizontal de los pernos con $110 \leq a \leq 440 \text{ mm}$

s es la separación de los cercos con $a/2 \leq s \leq a$ y $s/a'_r \leq 3$

ϕ_s es el diámetro de los cercos con $\phi_s \geq 8 \text{ mm}$

ϕ_l es el diámetro de la armadura longitudinal con $\phi_l \geq 10 \text{ mm}$

c_V es el recubrimiento vertical de hormigón de acuerdo con la figura A32.C.1 en mm.

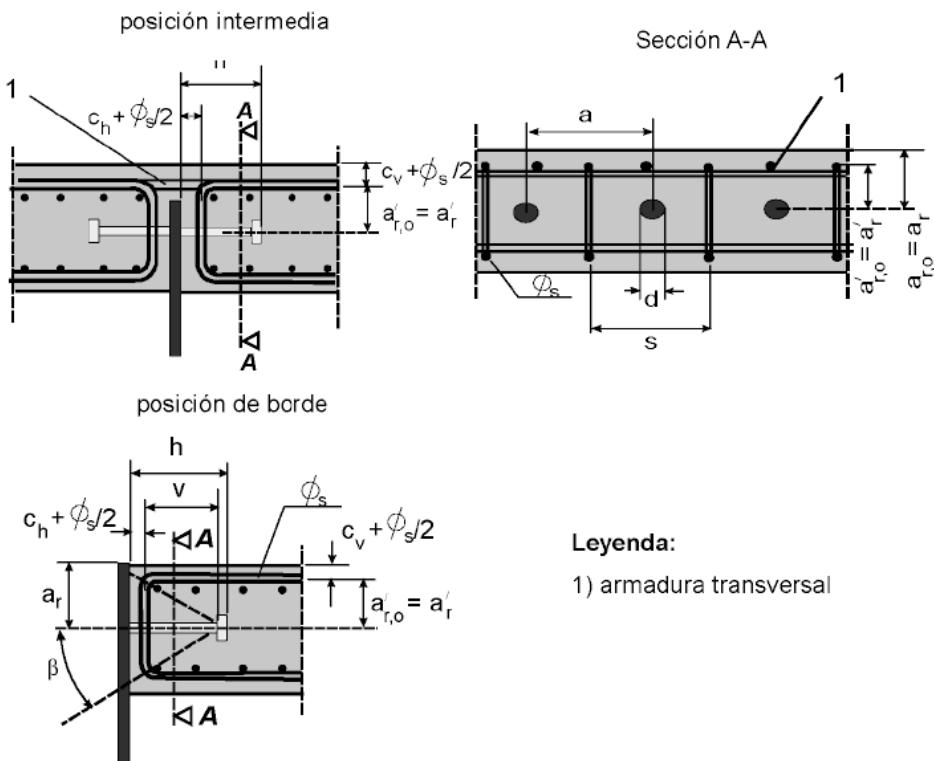


Figura A32.C.1 Posición y parámetros geométricos de los conectadores con pernos dispuestos horizontalmente

(2) El fallo por arrancamiento de un perno en el borde de la losa debe evitarse satisfaciendo las condiciones siguientes:

$$\text{hormigón no fisurado: } \beta \leq 30^\circ \quad \text{o} \quad v \geq \max\{110 \text{ mm}; 1,7a'_r; 1,7s/2\}$$

$$\text{hormigón fisurado: } \beta \leq 23^\circ \quad \text{o} \quad v \geq \max\{160 \text{ mm}; 2,4a'_r; 2,4s/2\}$$

con v como se muestra en la figura A32.C.1.

(3) La fuerza de rotura en la dirección del canto de la losa debe resistirse con cercos, que deben calcularse para un esfuerzo de tracción acorde con la siguiente ecuación:

$$T_d = 0,3P_{Rd,L} \quad (\text{C.2})$$

(4) Debe considerarse la influencia del cortante vertical en la resistencia de cálculo de un perno conectador debido a un apoyo vertical de la losa. La interacción puede comprobarse con la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{F_{d,L}}{P_{Rd,L}}\right)^{1,2} + \left(\frac{F_{d,V}}{P_{Rd,V}}\right)^{1,2} \leq 1 \quad (\text{C.3})$$

con

$$P_{Rd,V} = \frac{0,012(f_{ck}\phi_l)^{0,5} \left(\frac{d}{s}\right)^{0,4} (\phi_s)^{0,3} (a'_{r,0})^{0,7} k_V}{\gamma_V} \quad [\text{kN}] \quad (\text{C.4})$$

donde $a'_{r,0}$ es la distancia efectiva al borde con $a'_{r,0} = a_{r,0} - c_V - \frac{\phi_s}{2} \geq 50 \text{ mm}$. Además de los requisitos de cálculo recogidos en C.1(1), deben satisfacerse las siguientes condiciones:

$$h \geq 100 \text{ mm}; \quad 110 \leq a \leq 250 \text{ mm}; \quad \phi_s \leq 12 \text{ mm}; \quad \phi_l \leq 16 \text{ mm}.$$

C.2 Resistencia a fatiga

- (1) La curva de resistencia a fatiga de los pernos que producen fuerzas de rotura en la dirección del espesor de la losa de acuerdo con C.1(1) se obtiene para el hormigón convencional mediante el menor de los valores del apartado 6.8.3 y la ecuación (C.5):

$$(\Delta P_R)^m N = (\Delta P_c)^m N_c \quad (\text{C.5})$$

donde:

ΔP_R es la resistencia a fatiga basada en la variación del cortante entre pernos

ΔP_c es el valor de referencia de la resistencia a fatiga con $N_c = 2 \times 10^6$ de acuerdo con la tabla A32.C.1

m es la pendiente de la curva de resistencia a fatiga con $m = 8$

N es el número de ciclos de carga.

En la tabla A32.C.1 a'_r es la distancia efectiva al borde de acuerdo con la figura A32.C.1 y el apartado C.1(1).

Tabla A32.C.1 Resistencia a fatiga ΔP_c para pernos dispuestos horizontalmente

a'_r [mm]	50	≥ 100	NOTA: Para $50 < a'_r < 100 \text{ mm}$, ΔP_c debe obtenerse por interpolación lineal.
ΔP_c [kN]	24,9	35,6	

- (2) Para el máximo esfuerzo rasante por conectador, es de aplicación el apartado 6.8.1(3).