

1.1- Alcance

1.1.1- Este código proporciona los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de elementos de hormigón estructural de cualquier estructura construida según los requisitos de la ordenanza general de construcción legalmente adoptada, de la cual este código forma parte. En áreas en donde no se cuente con una ordenanza de construcción legalmente adoptada, este código define las disposiciones mínimas aceptables en la práctica del diseño y la construcción.

C1.1- Alcance

El “**Código de Diseño de Hormigón Estructural (ACI 318-99)**” del American Concrete Institute, proporciona los requisitos mínimos para cualquier diseño o construcción de hormigón estructural.

La edición 1999 del ACI 318 revisa la versión anterior del “**Código de Diseño de Hormigón Armado ACI 318-95**”. Este código incluye en un sólo documento las reglas para todo hormigón usado con propósitos estructurales, incluyendo tanto al hormigón simple como al hormigón armado. El término “hormigón estructural” es usado para referirse a todo hormigón simple o armado usado con fines estructurales. Esto cubre el espectro de usos estructurales del hormigón desde el hormigón no armado hasta el hormigón con armadura no pretensada, cables de pretensado o postesado, o secciones compuestas con perfiles de acero o tuberías. Los requisitos para el hormigón simple se encuentran en el [capítulo 22](#).

En el código se incluye al hormigón pretensado dentro de la definición de hormigón armado; por lo tanto, las disposiciones de este código se aplican al hormigón pretensado, excepto cuando su aplicación se refiera explícitamente a hormigón no pretensado.

El [capítulo 21](#) del código contiene disposiciones especiales para el diseño y detallamiento de estructuras resistentes a sismos. (Véase la [sección 1.1.8.](#))

CÓDIGO

COMENTARIO

El [apéndice A](#) contiene disposiciones referentes a un método alternativo de diseño para elementos de hormigón no pretensado, que utiliza cargas de servicio (sin mayorar) y tensiones admisibles para las cargas de servicio. El método alternativo de diseño está planeado para proporcionar resultados que son ligeramente más conservadores que los basados en el método de diseño por resistencia del código.

El [Apéndice B](#) contiene disposiciones para los límites de armadura, la determinación de los factores de reducción de resistencia, ϕ , y para la redistribución de momento. Las disposiciones son aplicables a elementos en flexión y elementos en compresión, tanto armados como pretensados. Los diseños que hagan uso del [Apéndice B](#) son igualmente aceptables, siempre que las disposiciones del [Apéndice B](#) sean usadas en su totalidad.

El apéndice C del código permite el uso de los factores de combinación de cargas de la sección 2.3 del ASCE 7, “Minimum Design Loads for Buildings and other Structures”, si los elementos principales de la estructura son de materiales distintos al hormigón.

1.1.2 - Este código complementa a la ordenanza general de construcción, y rige en todos los asuntos relativos al diseño y a la construcción de hormigón estructural, excepto en los casos en que este código entre en conflicto con la ordenanza general de construcción legalmente adoptada.

1.1.3- Este código rige en todo lo concerniente al diseño, a la construcción y a las propiedades de los materiales en todos los casos en que entre en conflicto con los requisitos contenidos en otras disposiciones a las que se hace referencia en este código.

C1.1.2- El American Concrete Institute recomienda que el ACI 318 sea adoptado en su totalidad; sin embargo, se reconoce que cuando se incluye como parte de una ordenanza general de construcciones legalmente adoptada, tal ordenanza general puede modificar algunas de sus disposiciones.

CÓDIGO

1.1.4- Para estructuras especiales tales como arcos, tanques, estanques, depósitos y silos, chimeneas y estructuras resistentes a explosiones, las disposiciones de este código regirán cuando sean aplicables .

COMENTARIO

C1.1.4- Algunas estructuras especiales implican problemas particulares de diseño y construcción que no están comprendidos en el código. No obstante, muchas de las disposiciones que sí lo están, tales como calidad del hormigón y principios de diseño, son aplicables a estas estructuras. En las siguientes publicaciones del ACI se dan recomendaciones detalladas para el diseño y la construcción de algunas estructuras especiales:

“Standard Practice for the Design and Construction of Cast-in-Place Reinforced Concrete Chimneys” presentada por el Comité ACI 307^{1.1} (proporciona requisitos para los materiales, el diseño y la construcción de chimeneas circulares de hormigón armado moldeadas en obra, incluyendo las cargas recomendadas para el diseño y los métodos para determinar esfuerzos en el hormigón y en la armadura).

“Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials” presentada por el Comité ACI 313^{1.2} (Proporciona los requisitos para los materiales, el diseño y la construcción de estructuras de hormigón armado, tolvas, silos, refugios subterráneos y silos contruidos con dovelas para almacenar materiales granulares. Incluye criterios para el diseño y la construcción basados en estudios analíticos y experimentales y en la experiencia mundial en el diseño y la construcción de silos.)

“Environmental Engineering Concrete Structures”, presentada por el comité ACI 350.^{1.3} (Proporciona recomendaciones para los materiales, el diseño y la construcción de tanques, depósitos y otras estructuras comúnmente utilizadas en obras para el tratamiento de aguas y desechos, donde se requiere un hormigón impermeable, denso, y con alta resistencia al ataque de productos químicos. Se pone énfasis en un diseño estructural que reduzca al mínimo la posibilidad de que haya agrietamiento y dé cabida al equipo de vibración y a otras cargas especiales. Asimismo, se describe la dosifica-

ción del hormigón, la colocación, el curado y la protección del hormigón contra productos químicos. El diseño y el espaciamiento de las juntas reciben especial atención.)

“Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures” presentada por el Comité ACI 349^{1.4} (Proporciona los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de aquellas estructuras de hormigón que forman parte de una planta de energía nuclear, y que tienen funciones relacionadas con la seguridad nuclear. Este código no cubre ni los recipientes para los reactores ni las estructuras de los contenedores hechas de hormigón, las cuales están regidas por el ACI 359.)

“Code for Concrete Reactor Vessels and Containments”, presentada por el Comité ACI-ASME 359.^{1.5} (Proporciona los requisitos para el diseño, construcción y uso de hormigón para los recipientes de reactores y estructuras de los contenedores de hormigón para las plantas de energía nuclear.)

1.1.5 – Este código no controla el diseño e instalación de las porciones de pilotes de hormigón, pilas excavadas y cajones de fundación que quedan enterrados en el suelo, excepto para estructuras ubicadas en regiones de elevado riesgo sísmico o a las que se les ha asignado un comportamiento o categoría de diseño sísmico alta. En la [sección 21.8.4](#) pueden verse los requisitos para pilotes de hormigón, pilas excavadas y cajones de fundación en estructuras ubicadas en regiones de elevado riesgo sísmico o a las que se les ha asignado un comportamiento o categoría de diseño sísmico alta.

C1.1.5- La ordenanza general de construcciones debe regular el diseño y la instalación de pilotes totalmente enterrados en el terreno. Para los segmentos de pilotes que permanezcan en el aire o en el agua, o en suelos incapaces de proporcionar una sujeción lateral adecuada a lo largo de toda la extensión del pilote a fin de evitar el pandeo, las disposiciones de diseño de este código solamente rigen cuando sean aplicables.

En **“Recommendations for Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles”**, presentada por el Comité ACI 543^{1.6} se dan recomendaciones detalladas para los pilotes de hormigón. (Proporciona recomendaciones para el diseño y el uso de la mayoría de los tipos de pilote de hormigón utilizados en diversas clases de estructuras).

1.1.6 - Este código no rige para el diseño y construcción de losas apoyadas en el suelo, a menos que la losa transmita cargas verticales o laterales desde otras porciones de la estructura hacia el suelo.

1.1.7- Hormigón sobre moldajes permanentes de acero (steel form deck)

1.1.7.1- El diseño y construcción de losas de hormigón estructural, vaciadas sobre moldajes permanentes de acero considerados como no compuestos, está regido por este código.

1.1.7.2- Este código no rige para el diseño de losas de hormigón estructural vaciadas sobre moldajes permanentes de acero considerados como compuestos. El hormigón usado en la construcción de tales losas debe estar regido por las partes 1, 2 y 3 de este código, cuando sea aplicable.

En “**Design and Construction of Drilled Piers**”, presentada por el Comité ACI-336^{1.7} se dan recomendaciones detalladas para las pilas. (Proporciona recomendaciones para el diseño y la construcción de pilas de fundación de 0.75 m de diámetro o más, hormigonadas directamente en la excavación realizada en el terreno.)

En “**Recommended Practice for Design, Manufacture, and Installation of Prestressed Concrete Piling**”, preparado por el Comité del PCI sobre Pilotes Pretensados de Hormigón, se entregan recomendaciones detalladas para estos elementos.

C1.1.7- Hormigón sobre moldajes permanentes de acero (steel form deck)

En estructuras con marcos de acero, es una práctica común vaciar las losas de piso de hormigón sobre moldajes permanentes de acero. En todos los casos, la plataforma sirve como molde y puede, en algunos casos, cumplir una función estructural adicional.

C1.1.7.1- En su aplicación más básica, el molde de acero sirve como molde y el hormigón cumple una función estructural y, por lo tanto, debe diseñarse para resistir todas las cargas sobreimpuestas.

C1.1.7.2- Otro tipo de molde permanente de acero usado comunmente desarrolla una acción compuesta entre el hormigón y la plataforma de acero. En este tipo de construcción, la plataforma de acero sirve como armadura para momento positivo. El diseño de losas compuestas sobre plataformas de acero está regulada por “**Standard for the Structural Design of Composite Slabs**” (ANSI/ASCE 3)^{1.9}. Sin embargo, ANSI/ASCE 3 hace referencia a las secciones apropiadas del ACI 318 para

el diseño y construcción de la parte de hormigón del sistema compuesto. En “**Standard Practice for Construction and Inspection of Composite Slabs**”, (ANSI/ASCE 9)^{1.10} se dan guías para la construcción de losas compuestas sobre moldajes permanentes de acero.

1.1.8- Disposiciones especiales para proporcionar resistencia sísmica

1.1.8.1- En regiones de bajo riesgo sísmico o en estructuras a las que se les ha asignado un comportamiento o categoría de diseño sísmico bajo no deben aplicarse las disposiciones del [capítulo 21](#).

1.1.8.2- En regiones de riesgo sísmico moderado o alto o en estructuras a las que se les ha asignado un comportamiento o categoría de diseño sísmico intermedio o alto deben satisfacerse las disposiciones del capítulo 21. Véase la [sección 21.2.1](#)

C1.1.8- Disposiciones especiales para proporcionar resistencia sísmica

En la edición 1971 del ACI 318 se introdujeron por primera vez, en el apéndice A, disposiciones especiales para el diseño sísmico, y se continuaron sin revisión en el ACI 318-77. Originalmente se pretendía que las disposiciones fueran aplicables sólo a estructuras de hormigón armado ubicadas en regiones de elevada sismicidad.

En la edición 1983, las disposiciones especiales fueron extensivamente revisadas para incluir nuevos requisitos para ciertos sistemas resistentes a sismos ubicados en regiones de sismicidad moderna. En 1989 las disposiciones especiales fueron transferidas al [Capítulo 21](#).

C1.1.8.1- Para edificios ubicados en regiones de bajo riesgo sísmico, o en estructuras a las que se ha asignado un comportamiento o categoría de diseño sísmico bajo no se requiere diseño o detallamiento especial; son aplicables los requisitos generales del cuerpo principal del código para dimensionar y detallar edificios de hormigón armado. El propósito del Comité 318 es que las estructuras de hormigón dimensionadas con la parte principal del código suministren un nivel adecuado de tenacidad para una baja intensidad sísmica.

C1.1.8.2- Para edificios en regiones de riesgo sísmico moderado, o en estructuras a las que se les ha asignado un comportamiento o categoría de diseño sísmico intermedio, los marcos de hormigón armado dimensionados para resistir efectos sísmicos requieren algunos detalles especiales de armadura

como se especifica en la [sección 21.10](#) del capítulo 21. Los detalles especiales se aplican sólo a los marcos (vigas, columnas y losas) a los que se haya asignado en el diseño fuerzas inducidas por sismo. Estos detalles especiales son principalmente para marcos de hormigón no arriastrados, en los que se requiere que el marco resista no sólo los efectos de carga normal sino también los efectos de carga lateral por sismo. Los detalles especiales de armadura sirven para lograr un nivel adecuado de comportamiento inelástico si el marco se somete a un sismo de tal intensidad que requiera que se comporte inelásticamente. No existen requisitos especiales para muros estructurales dimensionados para resistir efectos laterales de vientos y sismos, o para componentes no estructurales de edificios situados en regiones de riesgo sísmico moderado. Se considera que los muros estructurales que se dimensionan con la parte principal del código, tienen la tenacidad suficiente para los niveles anticipados de desplazamiento relativo de entrepiso en regiones de sismicidad moderada.

Para edificios situados en regiones de elevado riesgo sísmico, o en estructuras a las que se les ha asignado un comportamiento o categoría de diseño sísmico alto, todos los elementos del edificio, estructurales y no estructurales, tienen que satisfacer los requisitos de la [sección 21.2](#) a la [21.8](#) del capítulo 21. Las disposiciones especiales de dimensionamiento y detallamiento del capítulo 21 tienen la intención de proporcionar una estructura monolítica de hormigón armado, con suficiente “tenacidad” para responder inelásticamente a movimientos sísmicos severos. Véase la [sección C21.2.1](#) de estos Comentarios.

1.1.8.3- El nivel de riesgo sísmico de una región, o el comportamiento sísmico o la categoría de diseño, debe regularse mediante la ordenanza general de construcción legalmente adoptada de la cual este código forma parte, o ser determinado por las autoridades locales que corresponda.

C1.1.8.3 – Los niveles de riesgo sísmico (mapas de zonificación sísmica) y el comportamiento o las categorías de diseño sísmico están bajo la jurisdicción de la Ordenanza General de Construcción y no del ACI 318. En ausencia de una Ordenanza General de Construcción que considere las cargas sísmicas y la zonificación sísmica, es la intención del Comité 318 que las autoridades locales (ingenieros, geólogos y la Autoridad Pública) decidan

sobre la necesidad y adecuada aplicación de las disposiciones especiales para el diseño sísmico. Mapas de zonificación sísmica como los recomendados en las [Referencias 1.11](#) y [1.12](#) son adecuados para correlacionar el riesgo sísmico.

1.2- Planos y especificaciones

1.2.1- Las copias de los planos de diseño, los detalles típicos y las especificaciones para toda construcción de hormigón estructural deben llevar la firma de un ingeniero estructural o arquitecto. Estos planos, detalles y especificaciones deben incluir:

- (a) Nombre y fecha de publicación del código y del suplemento de acuerdo con los cuales está hecho el diseño.
- (b) Sobrecarga y otras cargas utilizadas en el diseño.
- (c) Resistencia especificada a la compresión del hormigón a las edades o etapas de construcción establecidas, para las cuales se diseña cada parte de la estructura.
- (d) Resistencia especificada y el tipo de acero de la armadura.
- (e) Tamaño y posición de todos los elementos estructurales y de la armadura.
- (f) Precauciones por cambios en las dimensiones producidos por fluencia lenta, retracción y temperatura.
- (g) Magnitud y posición de las fuerzas de pretensado.
- (h) Longitud de anclaje de la armadura y posición y longitud de los traslapes.

C1.2- Planos y especificaciones

C1.2.1- Las disposiciones respecto a la preparación de los planos de diseño y las especificaciones son, por lo general, congruentes con las de la mayoría de las ordenanzas generales de construcción y pueden utilizarse como suplementarias.

El código enumera algunos de los ítems de información más importante que deben incluirse en los planos, detalles o especificaciones de diseño. Sin embargo, no se pretende que el código contenga una lista exhaustiva de ellos, por lo que la Autoridad Pública puede requerir algunos ítems adicionales.

CÓDIGO

- (i) Tipo y posición de los empalmes soldados y mecánicos de la armadura.
- (j) Ubicación y detallamiento de todas las juntas de contracción o aislación especificadas para hormigón simple en el [Capítulo 22](#).
- (k) Resistencia mínima a compresión en el momento del postensado
- (l) Secuencia de tesado para tendones de postensado
- (m) Indicación de si una losa apoyada en el suelo se ha diseñado como diafragma estructural, ver la [sección 21.8.3.4](#)

1.2.2- Los cálculos correspondientes al diseño se deben archivar junto con los planos cuando así lo requiera la autoridad pública. Se permite el análisis y diseño por medio de programas computacionales siempre que se entreguen las suposiciones de diseño, los datos de entrada y los resultados generados por el programa. Se permite el análisis de modelos para complementar los cálculos.

COMENTARIO

C1.2.2- Las salidas computacionales documentadas son aceptables en vez de los cálculos manuales. La extensión de la información de entrada y salida requerida varía de acuerdo con los requisitos específicos de cada Autoridad Pública. Sin embargo, cuando el proyectista haya utilizado un programa de computación, normalmente sólo se requieren los datos básicos. Estos deben contener la suficiente información de entrada y salida, así como cualquiera otra necesaria, a fin de permitir a la Autoridad Pública efectuar una revisión detallada y hacer comparaciones utilizando otro programa o cálculos manuales. Los datos de entrada deben contener una identificación de la designación del elemento, las cargas aplicadas y las longitudes de los vanos. Los datos de salida correspondientes deben incluir la designación del elemento y los momentos, cortes y reacciones en puntos clave del vano. Para el diseño de columnas se sugiere incluir los factores de amplificación de momentos en los datos de salida, cuando sean aplicables.

El código permite emplear el análisis de modelos para complementar el análisis estructural y los cálculos de diseño. Debe proporcionarse la documentación del análisis de modelos con los cálculos respectivos. El análisis de modelos debe ser llevado a

1.2.3- Por autoridad pública se entiende el funcionario o cualquier autoridad encargada de administrar y hacer cumplir este código, o su representante debidamente autorizado.

cabo por un ingeniero o arquitecto con experiencia en esta técnica.

C1.2.3- “Autoridad Pública” es el término empleado por muchas ordenanzas generales de construcción para identificar a la persona encargada de administrar y vigilar las disposiciones de la ordenanza de construcción. Sin embargo, términos tales como “Comisionado de Construcciones” o “Inspector de Construcciones” son variaciones del mismo título, y el término “Autoridad Pública”, utilizando en el ACI 318, pretende incluir esas variantes, así como otros que se usan en el mismo sentido.

1.3- Inspección

C1.3- Inspección

La calidad de las estructuras de hormigón armado depende en gran medida de la mano de obra empleada en la construcción. Los mejores materiales y la mejor práctica de diseño carecen de efectividad, a menos que la construcción se haya realizado bien. La inspección es necesaria para confirmar que la construcción se ajusta a los planos de diseño y las especificaciones del proyecto. El comportamiento adecuado de la estructura depende de que la construcción represente correctamente al diseño y cumpla con los requisitos del código, dentro de las tolerancias permitidas. La calificación de inspectores puede obtenerse de programas de certificación como los programas de certificación para Inspector de Hormigón Armado patrocinados por el ACI, por la International Conference of Building Officials (ICBO), Building Officials and Code Administrators (BOCA), y Southern Building Code Congress International (SBCCI).

1.3.1- Las construcciones de hormigón deben ser inspeccionadas según la ordenanza general de construcción legalmente adoptada. En ausencia de tales requisitos de inspección, las construcciones de hormigón deben ser inspeccionadas durante todas

C1.3.1- Debe considerarse la posibilidad de que la inspección de la construcción se lleve a cabo por o bajo la supervisión del profesional responsable del diseño, ya que la persona encargada del diseño es la mejor calificada para comprobar si la construcción está de acuerdo con los documentos de cons-

CÓDIGO

las etapas de la obra por, o bajo la supervisión de, un profesional autorizado para diseñar o por un inspector calificado.

COMENTARIO

trucción. Cuando las condiciones no permitan esto, puede realizarse la inspección de la construcción a través de profesionales autorizados para diseñar, o mediante organismos independientes con demostrada capacidad para llevar a cabo la inspección.

Los inspectores calificados debieran establecer su calificación siendo certificados para inspeccionar y registrar los resultados de las construcción con hormigón, incluyendo la preparación antes de la colocación, la colocación y las operaciones posteriores a la colocación a través de el programa de Inspector Especial para Hormigón Armado patrocinado por el ACI, ICBO, BOCA, y SBCCI o su equivalente.

Cuando la inspección se hace en forma independiente del profesional responsable del diseño, es recomendable que el profesional responsable del diseño sea contratado al menos para supervisar la inspección y para observar el trabajo y ver que los requisitos de diseño se están ejecutando de manera adecuada.

En algunas jurisdicciones, la legislación ha establecido procedimientos especiales de registro o de licencias para personas que desempeñen ciertas funciones de inspección. Debe verificarse en la Ordenanza de Construcción local, o con la Autoridad Pública, si existe alguno de esos requisitos en una jurisdicción específica.

Los registros de inspección deben ser rápidamente distribuidos al propietario, al profesional responsable del diseño, al contratista y a los subcontratistas que corresponda, a los proveedores que corresponda y a la Autoridad Pública para permitir la identificación oportuna del cumplimiento o de la necesidad de tomar medidas correctivas.

La responsabilidad de la inspección y el grado de inspección requeridos deben establecerse en los contratos entre el propietario, arquitecto, ingenie-

CÓDIGO

COMENTARIO

1.3.2- El inspector debe exigir el cumplimiento de los planos y especificaciones de diseño. A menos que se especifique otra cosa en la ordenanza general de construcción legalmente adoptada, los registros de inspección deben incluir:

- (a) Calidad y dosificación de los materiales del hormigón y resistencia del hormigón.
- (b) Colocación y remoción de moldajes y alza-primas.
- (c) Colocación de la armadura.
- (d) Mezclado, colocación y curado del hormigón.
- (e) Secuencia de montaje y conexión de elementos prefabricados.
- (f) Tesado de los cables de pretensado.
- (g) Cualquier carga de construcción significativa aplicada sobre pisos, elementos o muros terminados.
- (h) Avance general de la obra.

ro, contratista e inspector. Deben señalarse los honorarios adecuados al trabajo, así como también el equipo necesario para realizar debidamente la inspección.

C1.3.2- Por inspección el código no implica que el inspector deba supervisar la construcción. Más bien significa que el encargado de la inspección debe visitar el proyecto con la frecuencia necesaria para observar las diversas etapas de la obra y asegurarse de que se está llevando a cabo de acuerdo con las especificaciones del contrato y los requisitos del código. La frecuencia debe ser, al menos, suficiente para proporcionar un conocimiento general de cada operación, o sea, puede ser de varias veces al día o una vez cada varios días.

La inspección no libera en ninguna forma al contratista de su obligación de seguir los planos y las especificaciones, y de proporcionar la calidad y cantidad indicada de materiales y mano de obra necesaria para todas las etapas de la obra. El inspector debe estar presente con la frecuencia que él o ella estime necesaria para juzgar si la calidad y cantidad de la obra cumple con las especificaciones del contrato, aconsejar sobre los posibles medios de obtener los resultados deseados, ver que el sistema general de moldajes sea el adecuado (aunque es responsabilidad del contratista diseñar y construir los moldajes adecuados y dejarlos en su sitio hasta que puedan retirarse con seguridad), ver que la armadura se haya colocado adecuadamente, observar si el hormigón es de la calidad debida, si se coloca y se cura correctamente, y verificar que los ensayos de control de calidad se hagan como se ha especificado.

El código establece los requisitos mínimos para la inspección de todas las estructuras dentro de su alcance. No constituye una especificación de construcción, y cualquier usuario del código puede requerir niveles de inspección más estrictos, si son necesarios algunos requisitos adicionales.

1.3.3- Cuando la temperatura ambiente sea menor que 5°C o mayor que 35°C, debe llevarse un registro de las temperaturas del hormigón y de la protección dada al hormigón durante su colocación y curado.

1.3.4- Los registros de inspección requeridos en las secciones 1.3.2 y 1.3.3 deben ser conservados por el ingeniero o arquitecto inspector durante los 2 años siguientes a la terminación del proyecto.

Los procedimientos recomendados para la organización y desarrollo de la inspección de hormigón se ilustran con detalle en “**Guide for Concrete Inspection**”^{1.13} (Destaca los procedimientos relacionados con las construcciones de hormigón, a fin de que sirvan como guía en la organización de un programa de inspección para propietarios, arquitectos e ingenieros.)

En el “**Manual of Concrete Inspection (SP-2)**” del ACI, presentado por el Comité ACI 311,^{1.14} se proporcionan en detalle los métodos de inspección para la construcción con hormigón. (Describe métodos de inspección de construcciones de hormigón que, en términos generales, se aceptan como buena práctica. Está destinado a ser un suplemento para las especificaciones y una guía en aquellas cuestiones que no cubren dichas especificaciones.)

C1.3.3- El término temperatura ambiente significa la temperatura del medio al cual está expuesto directamente el hormigón. La temperatura del hormigón mencionada en esta sección puede considerarse como la temperatura del aire que está en contacto con la superficie del hormigón; sin embargo, durante el mezclado y la colocación, es práctico medir la temperatura de la mezcla.

C1.3.4- Se requiere un registro permanente de la inspección, en forma de libro de obra, para el caso de que posteriormente surgiesen problemas relacionados con el comportamiento o la seguridad de los elementos estructurales. También se recomienda seguir el avance de la obra con fotografías. Los registros de inspección deben conservarse al menos durante dos años después de la terminación del proyecto. La terminación del proyecto es la fecha en la que el propietario lo acepta, o cuando se expide el certificado de ocupación, cualquiera que sea la fecha más tardía. La ordenanza general u otros requisitos legales pueden exigir conservar los registros por períodos más largos.

CÓDIGO

1.3.5 – Para marcos especiales resistentes a momento que soportan cargas sísmicas en regiones de elevado riesgo sísmico, debe hacerse una inspección continua de la colocación de la armadura y del hormigón realizada por un inspector calificado bajo la supervisión del ingeniero responsable del diseño estructural o bajo la supervisión de un ingeniero con una capacidad demostrada para supervisar la inspección de marcos especiales resistentes a momento que soportan cargas sísmicas en regiones de elevado riesgo sísmico

1.4- Aprobación de sistemas especiales de diseño o de construcción

Los auspiciadores de cualquier sistema de diseño o de construcción dentro del alcance de este código, cuya adecuación ha sido demostrada por el éxito en su empleo o por medio de análisis o ensayos, pero que no cumple con las disposiciones de este código o no esté explícitamente tratado en él, tienen derecho a presentar los datos en los que se basa su diseño a un grupo de examinadores designado por la autoridad pública. Este grupo debe estar compuesto por ingenieros civiles estructurales competentes y debe tener autoridad para investigar los datos que se le presenten, solicitar ensayos y formular reglas que rijan el diseño y la construcción de tales sistemas a fin de cumplir con el propósito de este código. Estas reglas, una vez aprobadas y promulgadas por la autoridad pública, tienen la misma validez y efecto que los requisitos de este código.

COMENTARIO

C1.3.5- El propósito de esta sección es asegurar que los detalles especiales requeridos para marcos especiales resistentes a momento sean apropiadamente ejecutados, a través de la inspección por parte de personal calificado para hacer este trabajo. La calificación de los inspectores debe ser aceptable para la autoridad que ponga en vigor la ordenanza general de construcciones.

C1.4- Aprobación de sistemas especiales de diseño o de construcción

Los nuevos métodos de diseño, los nuevos materiales y los nuevos usos de éstos deben pasar por un período de desarrollo antes de ser específicamente incluidos en un código. Por consiguiente, el empleo de buenos sistemas o materiales nuevos podría quedar excluido de no disponerse de medios para obtener su aceptación.

Para sistemas especiales considerados en esta sección, el grupo de examinadores debe establecer los ensayos específicos, los factores de mayoración, los límites de deformaciones y otros requisitos pertinentes, de acuerdo con la intención del código.

Las disposiciones de esta sección no se aplican a los ensayos de modelos utilizados para complementar los cálculos, de los que se habla en la [sección 1.2.2](#), ni a la evaluación de la resistencia de estructuras existentes mencionada en el [capítulo 20](#).

CAPÍTULO 2

DEFINICIONES

2.1- A continuación se definen los términos de uso general en este código. Las definiciones especializadas aparecen en los capítulos correspondientes.

Acero más traccionado- Armadura (pretensada o no pretensada) más alejada de la fibra extrema en compresión.

Aditivo- Material distinto del agua, del agregado o del cemento hidráulico, utilizado como componente del hormigón, y que se añade a éste antes o durante su mezclado a fin de modificar sus propiedades.

Aglomerante- Material como los especificados en el Capítulo 3, que tienen propiedades aglomerantes por sí mismos al ser utilizados en el hormigón, tal como el cemento portland, los cementos hidráulicos combinados y los cementos expansivos, o dichos materiales combinados con cenizas volantes, otras puzolanas crudas o calcinadas, humo de sílice, y/o escoria granulada de alto horno.

Agregado liviano- Agregado con un peso seco suelto de $1\ 100\text{kg/m}^3$ o menos.

Agregado- Material granular, como arena, grava, piedra chancada y escoria de hierro de alto horno, empleado con un medio aglomerante para formar hormigón o mortero.

Altura útil de la sección (*d*)- La distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura sujeta a tracción.

Amarra- Barra o alambre que abraza la armadura longitudinal. Es aceptable una barra o alambre continuo doblado en forma de círculo, rectángulo, u otra forma poligonal sin esquinas reentrantes. Véase también [Estribo](#).

C2.1- Para la aplicación consistente de este código es necesario que los términos se definan según el significado particular que tienen en él. Las definiciones dadas son para emplearse en este código y no siempre corresponden a la terminología común. En la publicación “**Cement and Concrete Terminology**”, del Comité ACI 116,^{2.1} se presenta un glosario con los términos más utilizados que se relacionan con la fabricación del cemento, y con el diseño, construcción e investigación sobre el hormigón.

CÓDIGO

Armadura con resaltes- Barras de armadura con resaltes, mallas de barras, alambre estriado, malla electrosoldada de alambre liso, malla electrosoldada de alambre estriado que cumplan con la [sección 3.5.3](#).

Armadura lisa- Armadura que no cumple con la definición de armadura con resaltes. Véase la [sección 3.5.4](#).

Armadura- Material que cumple con lo especificado en la sección 3.5, excluyendo los cables de pretensado, a menos que se incluyan específicamente.

Autoridad Pública- Véase la [sección 1.2.3](#).

Cable no adherido- Cable en el que se ha prevenido en forma permanente su adherencia al hormigón después del tesado.

Cable adherido- Cable de pretensado que está adherido al hormigón ya sea directamente o con lechada.

Cable- Elemento de acero como alambre, cable, barra o torón, o paquetes de dichos elementos, usados para introducir esfuerzos de pretensado al hormigón.

Carga de servicio- La carga, especificada por la ordenanza general de construcción de la cual este código forma parte (sin mayorar).

Carga mayorada- La carga, multiplicada por los factores de mayoración apropiados, que se utiliza con el objeto de dimensionar los elementos mediante el método de diseño por resistencia de este código. Véase las secciones [8.1.1](#) y [9.2](#).

Carga permanente (carga muerta)- Cargas permanentes soportadas por un elemento, según se define en la ordenanza general de construcción de la cual forma parte este código (sin mayorar).

COMENTARIO

Armadura con resaltes- La armadura con resaltes se define como aquella que cumple con las especificaciones para barras con resaltes mencionadas en la sección [3.5.3.1](#), o las especificaciones de las secciones [3.5.3.3](#), [3.5.3.4](#), [3.5.3.5](#), ó [3.5.3.6](#). No se aplica a otras barras o mallas. Esta definición permite establecer con exactitud las longitudes de anclaje. Las barras o alambres que no cumplan con los requisitos de resalte, o la malla que no cumpla con los requisitos de espaciamiento, son “armadura lisa” para efectos del código y solamente pueden utilizarse para zunchos.

Cargas- En este capítulo se dan varias definiciones para cargas, ya que el código contiene los requisitos que se deben cumplir a diversos niveles de carga. Los términos “carga permanente” y “sobrecarga” se refieren a las cargas sin mayorar (cargas de servicio) definidas o especificadas en la ordenanza de construcciones local. Las cargas de servicio (cargas sin mayorar) deben emplearse donde lo establece el código, para dimensionar o verificar elementos de manera que tengan una adecuada serviciabilidad, como en la [sección 9.5](#), control de deformaciones. Las cargas utilizadas para dimensionar un elemento para una resistencia adecuada se definen como “cargas mayoradas”. Las cargas mayoradas son cargas de servicio multiplicadas por los factores de carga apropiados, especificados en la [sección 9.2](#), para obtener la resistencia requerida. El término “cargas de diseño”, como se empleaba en la edición 1971 del ACI 318 para

Columna- Elemento con una razón entre altura y menor dimensión lateral mayor que 3 usado principalmente para resistir carga axial de compresión.

Dado- Elemento vertical en compresión que tiene una razón entre la altura sin apoyo y el promedio de la menor dimensión lateral no mayor a 3.

Deformación unitaria neta de tracción- Deformación unitaria de tracción a la resistencia nominal, excluidas las deformaciones unitarias debidas al pretensado efectivo, fluencia lenta, retracción y temperatura.

referirse a las cargas multiplicadas por factores de cargas apropiados, se discontinuó en la edición de 1977 para evitar confusión con la terminología de carga de diseño, empleada en ordenanzas generales de construcción para denotar cargas de servicio o cargas permanentes en edificios. La terminología de carga mayorada fue adoptada inicialmente en la edición de 1977 del ACI 318, tal como se emplea en el código, aclara cuándo se aplican los factores de carga a una carga particular, momento, o valor de corte.

Ver también NCh 1537 Of. 86, “Diseño estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de uso”.

Columna- La expresión “elemento sometido a compresión” se emplea en el código para definir cualquier elemento en el cual el esfuerzo principal es el de compresión longitudinal. Tal elemento no necesita ser vertical, sino que puede tener cualquier dirección en el espacio. Los muros de carga, las columnas y los dados también están comprendidos bajo la designación de elementos sometidos a compresión.

La diferencia entre columnas y muros en el código se basa en su uso principal, más que en la relación arbitraria de altura y dimensiones de la sección transversal. Sin embargo, el código permite que los muros se diseñen utilizando los principios establecidos para el diseño de columnas ([sección 14.4](#)), así como por el método empírico ([sección 14.5](#)).

Un muro siempre separa o circunda espacios, y también puede utilizarse para resistir fuerzas horizontales, verticales o flexión. Por ejemplo, un muro de contención o un muro de fundación, también soporta varias combinaciones de cargas.

Una columna normalmente se utiliza como elemento vertical principal que soporta cargas axiales combinadas con flexión y esfuerzo de corte; sin embargo, también puede formar una pequeña parte de un recinto o de una separación.

CÓDIGO

Dispositivo de anclaje- En postensado, el dispositivo usado para transferir la fuerza de postensado desde el cable al hormigón.

Dispositivo básico de anclaje para un cable- Dispositivo de anclaje usado con cualquier cable individual o barra individual de 16 mm o menos, que satisfaga la [sección 18.21.1](#) y los requisitos para dispositivos de anclaje del Instituto del Postensado “Specification for Unbonded Single Strand Tendons”.

Dispositivo básico de anclaje para varios cables- Dispositivo de anclaje usado con varios cables, barras o alambres, o con barras mayores a 16 mm, que satisface la [sección 18.21.1](#) y los requisitos para las tensiones de aplastamiento y la rigidez mínima de placa de la especificación para puentes de AASHTO, División I, Artículos 9.21.7.2.2 al 9.21.7.2.4

Dispositivo especial de anclaje- Dispositivo de anclaje que satisface la [sección 18.19.1](#) y los ensayos estandarizados de aceptación de AASHTO “Standard Specifications for Highway Bridges”, División II, Artículo 10.3.2.3

Elementos compuestos de hormigón sometidos a flexión- Elementos prefabricados de hormigón y/o elementos hormigonados en obra sometidos a flexión, fabricados en etapas separadas, pero interconectados de tal manera que todos los elementos responden a las cargas como una unidad.

Estribo- Armadura empleada para resistir esfuerzos de corte y de torsión en un elemento estructural; por lo general barras, alambres o malla electrosoldada de alambre (liso o estriado) ya sea sin dobleces o doblados en forma de L, de U o formas rectangulares, y situados perpendicularmente o en ángulo con

COMENTARIO

Dispositivo de anclaje- La mayoría de los dispositivos de anclaje para postensado son dispositivos estándar de fábrica disponibles en el comercio. En algunos casos, los diseñadores o constructores desarrollan detalles o ensambles “especiales” que combinan diversas cuñas o placas de cuña para el anclaje de cables con placas o diafragmas especiales de borde. Estas designaciones informales como dispositivos de anclaje estándar o especiales no tienen relación directa con este código ni con la clasificación de dispositivos de anclaje en Dispositivos básicos de anclaje y dispositivos especiales de anclaje que aparece en “Standard Specifications for Highway Bridges” de AASHTO.

Dispositivos básicos de anclaje son aquellos dispositivos que están dimensionados de tal manera que se puede verificar analíticamente el cumplimiento de los requisitos de tensiones de contacto y rigidez sin tener que realizar los ensayos de aceptación necesarios para los dispositivos especiales de anclaje.

Dispositivo especial de anclaje es cualquier dispositivo (para uno o varios cables) que no cumple con las tensiones de apoyo relevantes del PTI o AASHTO, y cuando son aplicables, con los requisitos de rigidez. La mayoría de los dispositivos de anclaje de varias superficies de apoyo ofrecidos comercialmente son Dispositivos Especiales de Anclaje. Según lo indicado en la [sección 18.15.1](#), dichos dispositivos pueden ser usados sólo cuando hayan mostrado experimentalmente que cumplen los requisitos de AASHTO. Esta demostración de cumplimiento normalmente será proporcionada por el fabricante del dispositivo.

respecto a la armadura longitudinal. (El término “es-tribo” se aplica normalmente a la armadura transversal de elementos sujetos a flexión y el término “amarra” a los que están en elementos sujetos a compresión.) Véase también “amarra”.

Fricción por curvatura- Fricción que resulta de la curvatura del trazado especificado de los cables de pretensado.

Fricción por desviación involuntaria- En hormigón pretensado, la fricción provocada por una desviación no intencional del ducto de pretensado fuera de su perfil especificado.

Fuerza del gato- En hormigón pretensado, la fuerza temporal ejercida por el dispositivo que introduce la tensión en los cables de pretensado.

Hormigón armado- Hormigón estructural armado con no menos de la cantidad mínima de cables de pretensado o armadura no pretensada especificada en los capítulos 1 al 21 y en los Apéndices A al C.

Hormigón estructural liviano- Hormigón con agregado liviano que cumple con lo especificado en la [sección 3.3](#), y tiene una densidad seca, determinada por el “Método para determinar la densidad del hormigón estructural liviano” (ASTM C567), que no excede de 1 900 kg/m³. En este código, un hormigón liviano sin arena natural se llama “hormigón liviano en todos sus componentes”, y un hormigón liviano en el que todo el agregado fino sea arena de peso normal se llama “hormigón liviano con arena de peso normal”.

Hormigón estructural- Todo hormigón usado con propósitos estructurales incluyendo al hormigón simple y al hormigón armado.

Hormigón prefabricado- Elemento de hormigón estructural moldeado en un lugar diferente de su ubicación final en la estructura.

Hormigón liviano- Según la definición del código, el “hormigón liviano con arena de peso normal” es el hormigón liviano estructural en el cual todo el agregado fino ha sido sustituido por arena. Esta definición quizás no concuerde con la costumbre de algunos proveedores de materiales o de algunos contratistas, quienes sustituyen por arena casi todos los finos de peso liviano, aunque no todos. A fin que las disposiciones de este código se apliquen de la manera apropiada, deben especificarse los límites de sustitución empleando la interpolación cuando se utilice una sustitución parcial de arena.

CÓDIGO

Hormigón pretensado- Hormigón estructural al que se le han introducido esfuerzos internos, a fin de reducir los esfuerzos potenciales de tracción en dicho hormigón derivados de las solicitaciones.

Hormigón simple- Hormigón estructural sin armadura o con menos armadura que el mínimo especificado para hormigón armado.

Hormigón- Mezcla de cemento portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

Junta de aislación- Separación entre partes adyacentes de una estructura de hormigón, usualmente un plano vertical, en una ubicación definida en el diseño de tal modo de interferir al mínimo con el comportamiento de la estructura, y al mismo tiempo permitir movimientos relativos en tres direcciones y evitar la formación de grietas en otro lugar del hormigón y a través de la cual se interrumpe toda o parte de la armadura adherida.

Junta de contracción- Muesca moldeada, aserrada o labrada en una estructura de hormigón para crear un plano de debilidad y regular la ubicación del agrietamiento resultante de los cambios dimensionales de diferentes partes de la estructura.

Límite de la deformación unitaria controlada por compresión- Deformación unitaria neta en tracción bajo condiciones de deformación unitaria balanceada. Véase la Sección [B10.3.2](#).

Longitud de embebida- Longitud de la armadura embebida en el hormigón que se extiende más allá de una sección crítica.

Longitud de desarrollo- Longitud embebida en el hormigón que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño de la armadura en una sección crítica. Véase la [sección 9.3.3](#).

COMENTARIO

Hormigón pretensado- El hormigón armado se define de manera que incluya al hormigón pretensado. Aunque el comportamiento de un elemento de hormigón pretensado con cables no adheridos puede variar con relación al de los elementos con cables continuamente adheridos, el hormigón pretensado con cables adheridos y sin adherir, junto con el hormigón armado de manera convencional, se han agrupado bajo el término genérico de “hormigón armado”. Las disposiciones comunes al hormigón pretensado y al armado convencional se integran con el fin de evitar repetición parcial o contradicción entre las disposiciones.

Longitud del vano- Véase la sección 8.7.

Módulo de elasticidad- Razón entre la tensión normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión bajo el límite de proporcionalidad del material. Véase la [sección 8.5](#).

Muro- Elemento, generalmente vertical, empleado para encerrar o separar espacios.

Postensado- Método de pretensado en el cual los cables se tesan después de que el hormigón ha endurecido.

Pretensado efectivo- Tensión que persiste en los cables de pretensado después de que han ocurrido todas las pérdidas, excluyendo los efectos de cargas permanentes y sobrecargas.

Pretensado- Método en el cual los cables se tesan antes del hormigonado.

Puntales de reapuntalamiento- Puntales colocados ajustadamente bajo una losa de hormigón u otro elemento estructural después que los moldes y puntales originales han sido retirados de un área extensa, requiriendo así que la nueva losa o elemento estructural se deforme y soporte su propio peso y las cargas de construcción existentes antes de la instalación de los puntales de reapuntalamiento.

Puntales- Elementos de apoyo verticales o inclinados diseñados para soportar el peso de los moldajes, hormigón y cargas de construcción sobre ellos.

Resistencia a la tracción por hendimiento (f_{ct})- Resistencia a la tracción del hormigón determinada de acuerdo con ASTM C 496, tal como se describe en “Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete” (ASTM C 330). Véase la [sección 5.1.4](#).

Resistencia de diseño- Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ . Véase la [sección 9.3](#).

Resistencia especificada a la compresión del hormigón (f'_c). Resistencia a la compresión del hormigón empleada en el diseño y evaluada de acuerdo con las consideraciones del [capítulo 5](#), expresada en megapascuales (MPa). Cuando la cantidad f'_c esté bajo un signo radical, se quiere indicar sólo la raíz cuadrada del valor numérico, por lo que el resultado está en megapascuales (MPa).

Resistencia nominal- Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de este código, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia. Ver [sección 9.3.1](#).

Resistencia requerida- Resistencia que un elemento o una sección transversal requiere para resistir las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas entre sí según lo estipulado en este código. Véase la [sección 9.1.1](#).

Sección controlada por compresión- Sección transversal en la cual la deformación unitaria neta por tracción en el acero extremo en tracción, a la resistencia nominal, es menor o igual al límite de deformación unitaria controlado por compresión.

Sección controlada por tracción- Sección transversal en la cual la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción, a la resistencia nominal, es mayor o igual que 0.005.

Sobrecarga (carga viva)- Sobrecargas especificadas en la ordenanza general de construcción de la cual forma parte este código (sin factores de carga).

Tensión de fluencia- Tensión de fluencia mínima especificada, o punto de fluencia de la armadura en

Resistencia nominal- Se denomina “resistencia nominal” a la resistencia de la sección transversal de un elemento, calculada al utilizar suposiciones y ecuaciones normales de resistencia, con valores nominales (especificados) de las resistencias y dimensiones de los materiales. El subíndice **n** se emplea para denotar las resistencias nominales; resistencia nominal a la carga axial (P_n), resistencia nominal a momento (M_n) y resistencia nominal al esfuerzo de corte (V_n). La “resistencia de diseño” o resistencia utilizable de un elemento o una sección transversal es la resistencia nominal reducida por el factor de reducción de resistencia ϕ .

Las resistencias requeridas a carga axial, momento y esfuerzo de corte que se emplean para dimensionar elementos, son mencionadas ya sea como cargas axiales mayoradas, momentos mayorados y esfuerzos de corte mayorados o como cargas axiales, momentos y esfuerzos de corte requeridos. Los efectos de las cargas mayoradas se calculan a partir de las fuerzas y cargas mayoradas aplicadas en combinaciones de carga como las estipuladas en el código (véase la [sección 9.2](#)).

El subíndice **u** se usa solamente para denotar las resistencias requeridas, la resistencia a carga axial requerida (P_u), la resistencia a momento requerida (M_u), y la resistencia al corte requerida (V_u), calculadas a partir de las cargas y fuerzas mayoradas aplicadas.

CÓDIGO

megapascuales (MPa). La tensión de fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tracción, de acuerdo con las especificaciones ASTM aplicables, según las modificaciones de la [sección 3.5](#) de este código.

Tensión- Fuerza por unidad de área.

Transferencia- Operación de transferir los esfuerzos de los cables de pretensado desde los gatos o de la bancada a un elemento de hormigón.

Vaina- Material que encapsula los cables de pretensado para prevenir la adherencia del cable al hormigón que lo rodea, para proporcionar protección contra la corrosión y para contener el recubrimiento inhibidor de la corrosión.

Zona de anclaje- En elementos postensados, la porción del elemento a través de la cual la fuerza de pretensado concentrada se transfiere al hormigón y es distribuida de manera más uniforme en toda la sección. Su extensión es igual a la longitud de la mayor dimensión transversal. En dispositivos de anclaje intermedios, la zona de anclaje incluye la zona perturbada delante y detrás del dispositivo de anclaje.

Zuncho- Armadura continua enrollada en forma de hélice cilíndrica.

COMENTARIO

El requisito básico para el diseño por resistencia puede expresarse de la siguiente manera:

Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida

$$\begin{aligned}\phi P_n &\geq P_u \\ \phi M_n &\geq M_u \\ \phi V_n &\geq V_u\end{aligned}$$

Para comentarios adicionales sobre los conceptos y la nomenclatura para el diseño por resistencia véase los comentarios del [Capítulo 9](#).

Zona de anclaje- La terminología “delante de” y “detrás de” el dispositivo de anclaje se ilustra en la [Fig. C18.13.1\(b\)](#).

3.0- Notación

f_y = tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa

El ACI 318 forma una unidad con sus capítulos de materiales y de construcción, por lo cual sus disposiciones de diseño no se pueden extrapolar directamente a condiciones de materiales o construcción diferentes, salvo que la investigación o una práctica local exitosa avalen el uso de materiales o procedimientos de construcción diferentes.

En una primera etapa, la comisión se ha centrado principalmente en formular comentarios a las disposiciones sobre diseño estructural, y se espera en próximas ediciones de este documento profundizar en aspectos relativos a materiales y construcción.

3.1- Ensayos de materiales

3.1.1- La autoridad pública tiene el derecho de ordenar el ensayo de cualquier material empleado en las obras de hormigón, a fin de determinar si es de la calidad especificada.

3.1.2- Los ensayos de materiales y del hormigón deben hacerse de acuerdo con las normas indicadas en la [sección 3.8](#).

3.1.3- Un registro completo de los ensayos de materiales y del hormigón debe estar siempre disponible para revisión durante el desarrollo de la obra y por 2 años después de terminado el proyecto, y debe ser conservado para este fin por el inspector.

C3.1- Ensayos de materiales

C3.1.3- Los registros de ensayos de materiales y del hormigón deberían conservarse al menos durante 2 años después de la terminación del proyecto. La terminación del proyecto es la fecha en la que el propietario lo acepta, o cuando se emite el certificado de ocupación, la que sea posterior. Los requisitos legales locales pueden exigir conservar dichos registros por un período más largo.

3.2- Cementos

3.2.1- El cemento debe cumplir con alguna de las siguientes especificaciones:

- (a) “Specification for Portland Cement” ([ASTM C 150](#));
- (b) “Specification for Blended Hydraulic Cements” ([ASTM C 595](#)), se excluyen los Tipos S y SA ya que no se emplean como constituyentes cementantes principales en el hormigón estructural;
- (c) “Specification for Expansive Hydraulic Cement” ([ASTM C 845](#)).

3.2.2- El cemento empleado en la obra debe corresponder al que se ha tomado como base para la selección de la dosificación del hormigón. Véase la [sección 5.2](#).

3.3- Agregados

C3.2- Cementos

Ver también NCh 148 Of 68 “Cemento - Terminología, clasificación y especificaciones generales”.

C3.2.2- Dependiendo de las circunstancias, la disposición de la [sección 3.2.2](#) puede requerir solamente el mismo tipo de cemento, o bien, cemento de una fuente idéntica. Este último sería el caso si la desviación estándar [3.1](#) de los ensayos de resistencia, utilizada para establecer el margen de resistencia requerido se ha basado en cemento de una fuente en particular. Si la desviación estándar está basada en ensayos relativos a un tipo de cemento obtenido de diversas fuentes, se podría aplicar la primera interpretación.

C3.3- Agregados

Ver también NCh 163 Of 79 “Áridos para morteros y hormigones - Requisitos generales” y NCh 170 Of 85 “Hormigón - Requisitos generales”

CÓDIGO

3.3.1- Los agregados para hormigón deben cumplir con una de las siguientes especificaciones:

- (a) “Specification for Concrete Aggregates” ([ASTM C 33](#));
- (b) “Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete” ([ASTM C 330](#)).

Excepción: Los agregados que han demostrado a través de ensayos especiales y por experiencias prácticas que producen hormigón de resistencia y durabilidad adecuadas, y que han sido aprobados por la autoridad pública.

3.3.2- El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:

- (a) 1/5 de la menor separación entre los lados del moldaje, ni a
- (b) 1/3 de la altura de la losa, ni a
- (c) 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de armadura, paquetes de barras, cables o ductos de pretensado.

Estas limitaciones se pueden omitir si a juicio del ingeniero, la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el hormigón se puede colocar sin la formación de nidos o huecos.

3.4- Agua

3.4.1- El agua empleada en el mezclado del hormigón debe ser limpia y estar libre de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica u otras sustancias nocivas para el hormigón o la armadura.

COMENTARIO

C3.3.1- Los agregados que cumplen con las especificaciones de la ASTM no siempre están económicamente disponibles y, en ciertos casos, algunos materiales que no cumplen con ellas tienen una larga historia de comportamiento satisfactorio. Aquellos materiales que no cumplen con las especificaciones pueden permitirse, mediante una aprobación especial, cuando se presente evidencia aceptable de comportamiento satisfactorio. Debe observarse, sin embargo, que el comportamiento satisfactorio en el pasado no garantiza buen comportamiento en otras condiciones y en otros lugares. Siempre que sea posible, deben utilizarse agregados que cumplan con las especificaciones establecidas.

C3.3.2- Las limitaciones al tamaño de los agregados se proporcionan con el fin de asegurar que la armadura quede adecuadamente embebida y para minimizar los nidos. Nótese que las limitaciones para el tamaño máximo del agregado pueden omitirse si, a juicio del ingeniero, la trabajabilidad y los métodos de compactación del hormigón son tales que pueda colocarse sin que se formen nidos o huecos.

C3.4- Agua

Ver también NCh 1498 Of 82 “Hormigón - Agua de amasado - Requisitos”

C3.4.1- Casi cualquier agua natural que se pueda beber (potable) y que esté libre de un sabor u olor marcado, resulta satisfactoria como agua de mezclado en la elaboración de hormigón. Cuando son excesivas las impurezas en el agua de mezclado,

3.4.2- El agua de mezclado para hormigón pretensado o para hormigón que contenga elementos de aluminio embebidos, incluyendo la parte del agua de mezclado con la que contribuye la humedad libre de los agregados, no debe contener cantidades perjudiciales de iones de cloruros. Véase la [sección 4.4.1](#).

3.4.3- No debe utilizarse agua no potable en el hormigón, a menos que se cumpla con las siguientes condiciones:

3.4.3.1- La selección de la dosificación del hormigón debe basarse en mezclas de hormigón con agua de la misma fuente.

3.4.3.2- Los cubos de mortero para ensayos, hechos con agua no potable, deben tener resistencias a los 7 y 28 días, de por lo menos 90% de la resistencia de muestras similares hechas con agua potable. La comparación de los ensayos de resistencia debe hacerse en morteros idénticos, excepto por el agua de mezclado, preparados y ensayados de acuerdo con “Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-inch or 50-mm Cube Specimens)” ([ASTM C 109](#)).

pueden afectar no sólo el tiempo de fraguado, la resistencia del hormigón y la estabilidad volumétrica (cambio de longitud), sino que también pueden provocar eflorescencia o corrosión en la armadura. Siempre que sea posible, debe evitarse el agua con altas concentraciones de sólidos disueltos.

Las sales u otras sustancias nocivas que provengan del agregado o de los aditivos, deben sumarse a la cantidad que puede contener el agua de mezclado. Estas cantidades adicionales deben tomarse en consideración al hacer la evaluación respecto a la aceptabilidad del total de impurezas que pueda resultar nociva, tanto para el hormigón como para el acero.

CÓDIGO

3.5- Acero de Refuerzo

3.5.1- La armadura de refuerzo debe tener resaltes, excepto en zunchos o cables en los cuales se puede utilizar armadura lisa; y el refuerzo consistente en acero estructural o en tubos y cañerías de acero se permite de acuerdo con las especificaciones de este código.

3.5.2- La soldadura de las barras de armadura debe estar de acuerdo a “Structural Welding Code - Reinforcing Steel”, ANSI/AWS D1.4 de la American Welding Society. La ubicación y tipo de los empalmes soldados y otras soldaduras requeridas en las barras de refuerzo deben estar indicados en los planos de diseño o en las especificaciones del proyecto. Las especificaciones ASTM para barras de refuerzo, excepto [ASTM A 706](#), deben ser complementadas para requerir un informe de las propiedades del material necesario para cumplir con los requisitos de ANSI/AWS D1.4.

COMENTARIO

C3.5- Acero de refuerzo

C3.5.1- Se especifican los materiales permitidos para ser usados como armadura. Otros elementos metálicos, como insertos, pernos de anclajes, o barras lisas usadas como pasadores en juntas de aislación o contracción, no se consideran normalmente como armadura bajo las disposiciones de este código.

C3.5.2- Cuando sea necesario soldar la armadura, se requiere considerar la soldabilidad del acero y los procedimientos adecuados para la soldadura. Las disposiciones de “ANSI/AWS D1.4 Welding Code” cubren aspectos de la soldadura de barras de armadura, incluyendo criterios para calificar los procedimientos de soldadura.

La soldabilidad del acero está basada en su composición química o equivalente de carbono (CE). El Código de Soldadura establece un precalentamiento y temperaturas de interpaso para un rango de equivalentes de carbono y tamaños de barra. El equivalente de carbono se calcula a partir de la composición química de las barras de armadura. El Código de Soldadura tiene dos expresiones para calcular el equivalente de carbono. Una expresión relativamente corta, que considera sólo los elementos carbono y manganeso, es usada para barras diferentes a las [ASTM A 706](#). Una expresión más completa se da para barras ASTM A 706. La fórmula para el CE en el Código de Soldadura para barras [ASTM A 706](#) es idéntica a la fórmula para el CE dada en la especificación [ASTM A 706](#).

El ingeniero debería tener en cuenta que el análisis químico, para barras diferentes a las [ASTM A 706](#), requerido para calcular el equivalente de carbono no es proporcionado rutinariamente por el productor de barras de refuerzo. Por lo tanto, para la soldadura de barras de refuerzo diferentes a las [ASTM](#)

A 706, los planos de diseño o las especificaciones de proyecto deberían requerir específicamente que se proporcionarán resultados de análisis químico.

La especificación [ASTM A 706](#) cubre las barras de refuerzo de acero de baja aleación pensadas para aplicaciones que requieren propiedades controladas de tracción o soldadura. La soldabilidad es lograda en la especificación [ASTM A 706](#) limitando o controlando la composición química y el equivalente de carbono^{3.2}. La especificación [ASTM A 706](#) requiere que el productor informe la composición química y el equivalente de carbono.

El Código de Soldadura ANSI/AWS D1.4 requiere que el contratista prepare especificaciones escritas para los procedimientos de soldadura, que se ajusten a los requisitos del Código de Soldadura. El Apéndice A del Código de Soldadura contiene un formulario que muestra la información requerida por dicha especificación para el procedimiento de soldadura de cada junta.

A menudo es necesario soldar barras de armadura existentes en una estructura cuando no están disponibles los informes de ensayos de fundición de dichas armaduras. Esta situación es particularmente común en la modificación o ampliaciones de edificios. ANSI/AWS D1.4 establece para tales barras que el análisis químico puede ser realizado en una barra representativa. Si la composición química no es conocida ni puede ser obtenida, el Código de Soldadura establece un precalentamiento mínimo. Para barras diferentes a las [ASTM A 706](#), el precalentamiento mínimo requerido es 150°C para barras $\phi 18$ o menores, y 200°C para barras $\phi 22$ o mayores. El precalentamiento requerido para todos los tamaños de barras [ASTM A 706](#) es la temperatura dada en la tabla del Código de Soldadura, correspondiente al mínimo precalentamiento para el rango de CE “sobre 45 a 55 por ciento”. La soldadura de una barra en particular debe realizarse de acuerdo con ANSI/AWS D1.4. Debería también

determinarse si las precauciones adicionales están en orden, basadas en otras consideraciones como el nivel de tensión en las barras, consecuencias de las fallas, y daño por calor en el hormigón existente debido a las operaciones de soldadura.

El Código ANSI/AWS D1.4 no cubre la soldadura de alambre con alambre o de malla electrosoldada de alambre con barras de armadura o con elementos de acero estructural. Si en un determinado proyecto se requiere soldadura de este tipo, el Ingeniero debe especificar los requisitos o los criterios de comportamiento para esta soldadura. Si van a soldarse alambres estirados en frío, los procedimientos de soldadura deben tomar en cuenta la pérdida potencial de resistencia a la fluencia y ductilidad, producida por el proceso del trabajo en frío (durante la fabricación), cuando tales alambres son calentados por la soldadura. La soldadura por máquina o por resistencia, tal como se usan en la fabricación de mallas electrosoldadas de alambre, está cubierta por las normas [ASTM A185](#) y [A 497](#), y no forman parte de este tema.

3.5.3- Armadura con resaltes

3.5.3.1- Las barras de refuerzo con resaltes deben cumplir con una de las siguientes especificaciones:

- (a) “Specification for Deformed and Plain Billet - Steel (metric) Bars for Concrete Reinforcement”(ASTM A 615M);
- (b) “Specification for Rail Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement” incluyendo “Supplementary Requirements S1” (ASTM A 616M incluyendo S1)

C3.5.3- Armadura con resaltes

Ver también NCh 204 Of 78 “Acero - Barras laminadas en caliente para hormigón armado”

C3.5.3.1- La norma [ASTM A 615](#) cubre especificaciones para barras de acero de lingote con resaltes, actualmente las más utilizadas en la construcción de hormigón armado en los Estados Unidos. La especificación también exige que las barras con resaltes de lingote sean marcadas con una letra S. La norma [ASTM A 706M](#) cubre lo referente a barras de acero de baja aleación con resaltes, destinadas a aplicaciones especiales donde se requiere de propiedades controladas de tracción, de restricciones a la composición química para mejorar la

CÓDIGO

- (c) “Specification for Axle - Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement” ([ASTM A 617M](#))
- (d) “Specification for Low - Alloy Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement” ([ASTM A 706M](#))

3.5.3.2- Pueden emplearse barras de refuerzo con resaltes con una tensión de fluencia especificada, f_y , que exceda 420 MPa, siempre que f_y sea la tensión correspondiente a una deformación de 0.35% y las barras cumplan con una de las especificaciones ASTM enumeradas en la [sección 3.5.3.1](#). Véase la [sección 9.4](#).

COMENTARIO

soldabilidad o de ambas. La especificación requiere que las barras sean marcadas con la letra W para determinar el tipo de acero.

Las barras con resaltes, producidas para cumplir con tanto con [ASTM A 615](#) como con [A 706](#) deben ser marcadas con las letras W y S para determinar el tipo de acero.

Las barras de refuerzo de acero de riel usadas con este código deben cumplir con las disposiciones de [ASTM A 616M](#), incluyendo el Requisito Suplementario S1, y deben estar marcadas con la letra R, además del símbolo para el riel. S1, establece requisitos más restrictivos para los ensayos de adherencia.

C3.5.3.2- La norma [ASTM A 615M](#) incluye disposiciones para barras Grado 500 de 36, 44 y 56 mm de diámetro.

El límite de la deformación unitaria del 0.35% es necesario para asegurar que la suposición de una curva elastoplástica esfuerzo-deformación en la [sección 10.2.4](#) no conducirá a valores no conservadores de la resistencia del elemento.

El requisito del 0.35% de la deformación unitaria no se aplica a barras de refuerzo con tensión de fluencia de 420 MPa o menos. Para aceros con una tensión de fluencia de 280 MPa, como los que en épocas pasadas se utilizaron en gran medida, la suposición de una curva elastoplástica esfuerzo-deformación unitaria está perfectamente justificada de acuerdo con los abundantes datos de ensayos. Para aceros con mayor tensión de fluencia, hasta 420 MPa, la curva esfuerzo-deformación puede ser elastoplástica o no, como lo presume la [sección 10.2.4](#), dependiendo de las propiedades del acero y del proceso de fabricación. Sin embargo, cuando la curva esfuerzo-deformación no es elastoplástica, existe una evidencia experimental limitada que sugiere que el verdadero esfuerzo del acero, a la re-

3.5.3.3- Las mallas de refuerzo para hormigón deben ajustarse a “Specification for Fabricated Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement” ([ASTM A 184M](#)). Las barras de refuerzo, utilizadas en las mallas de refuerzo, deben cumplir con una de las especificaciones mencionadas en la [sección 3.5.3.1](#).

3.5.3.4- El alambre con resalte para refuerzo del hormigón debe cumplir con “Specification for Steel Wire, Deformed, for Concrete Reinforcement” ([ASTM A 496](#)), excepto que el alambre no debe ser menor que el tamaño 6, y que para el alambre con una tensión de la fluencia especificada, f_y , mayor de 420 MPa, f_y será la tensión correspondiente a una deformación de 0.35% si la tensión de fluencia especificada en el diseño es mayor que 420 MPa.

3.5.3.5- Las mallas electrosoldadas de alambre liso para refuerzo del hormigón deben cumplir con “Specification for Steel Welded Wire Fabric, Plain, for Concrete Reinforcement” ([ASTM A 185](#)), excepto que para alambre con una tensión de fluencia especificada, f_y , que exceda 420 MPa, f_y debe ser la tensión correspondiente a una deformación de 0.35% si la tensión de fluencia especificada en el diseño es mayor de 420 MPa. Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas en más de 300 mm. en el sentido del esfuerzo calculado, excepto para mallas de alambre utilizadas como estribos de acuerdo con la [sección 12.13.2](#).

3.5.3.6- Las mallas electrosoldadas de alambre con resaltes para refuerzo del hormigón deben cumplir con “Specification for Steel Welded Wire Fabric,

sistencia última, puede no ser suficientemente menor a la tensión de fluencia especificada como para justificar el esfuerzo adicional de realizar los ensayos con los criterios más estrictos aplicables a aceros con f_y superior a 420 MPa. En esos casos, puede esperarse que el factor ϕ cubra una deficiencia en la resistencia.

C3.5.3.5- La malla de alambre liso electrosoldado debe fabricarse con alambre que cumpla “Specification for Steel Wire, Plain, for Concrete Reinforcement” ([ASTM A 82](#)). ASTM A 82 indica una tensión de fluencia mínima de 490 MPa. En el código se ha asignado un valor de tensión de fluencia de 420 MPa, pero se considera el uso de tensiones de fluencia mayores si el esfuerzo corresponde a una deformación del 0.35 por ciento.

C3.5.3.6- La malla de alambre con resalte electrosoldado debe fabricarse con alambre que cumpla con “Specification for Steel Wire, Deformed, for

CÓDIGO

Deformed, for Concrete Reinforcement” ([ASTMA 497](#)), excepto que para alambres con una tensión de fluencia especificada, f_y , que exceda 420 MPa, f_y debe ser la tensión correspondiente a una deformación de 0.35% si la tensión de fluencia especificada en el diseño excede 420 MPa. Las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas a más de 400 mm, en el sentido del esfuerzo calculado, excepto para mallas de alambre utilizada como estribos de acuerdo con la [sección 12.13.2](#).

3.5.3.7- Las barras de refuerzo galvanizadas deben cumplir con “Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement” ([ASTMA 767M](#)). Las barras de refuerzo con recubrimiento epóxico deben cumplir con “Specifications for Epoxy-Coated Reinforcing Steel Bars” ([ASTMA 775M](#)) o con “Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars” ([ASTMA 934](#)). Las barras que se vayan a galvanizar o a recubrir con epóxico deben cumplir con una de las especificaciones citadas en [3.5.3.1](#).

3.5.3.8- Los alambres y la malla electrosoldada de alambre recubiertos con epóxico deben cumplir con “Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Fabric for Reinforcement” ([ASTMA 884](#)). Los alambres que se vayan a recubrir con epóxico deben cumplir con la [sección 3.5.3.4](#) y la malla electrosoldada de alambre que se vaya a recubrir con epóxico debe cumplir con las [secciones 3.5.3.5](#) ó [3.5.3.6](#).

3.5.4- Armadura lisa

3.5.4.1- Las barras lisas para refuerzo en zuncho deben cumplir con las especificaciones de la [sección 3.5.3.1](#) (a), (b) ó (c).

COMENTARIO

Concrete Reinforcement” ([ASTM A 496](#)). ASTM A 496 indica una tensión de fluencia mínima de 490 MPa. En el código se ha asignado un valor de tensión de fluencia de 420 MPa, pero se considera el uso de tensiones de fluencia mayores si el esfuerzo corresponde a una deformación del 0.35 por ciento.

C3.5.3.7- Las barras de refuerzo galvanizadas ([A 767M](#)) y las recubiertas con epóxico ([A 775M](#)) fueron agregadas al ACI 318 en 1983, y las barras de refuerzo prefabricadas recubiertas con epóxico ([A 934](#)) fueron agregados en 1995, reconociendo su uso especialmente para condiciones en que la resistencia a la corrosión de la armadura es de particular importancia. Comúnmente se les ha utilizado en cubiertas de estacionamientos y puentes y en ambientes altamente corrosivos.

C3.5.4- Armadura lisa

Las barras y alambres lisos sólo se permiten para armadura de zuncho (ya sea como armadura transversal para elementos en compresión, para elementos en torsión o como armadura de confinamiento para traslapes).

3.5.4.2- Los alambres lisos para refuerzo en zuncho deben cumplir con “Specification for Steel Wire, Plain, for Concrete Reinforcement” ([ASTM A 82](#)), excepto que para alambres con una tensión de fluencia especificada, f_y , superior a 420 MPa, f_y será la tensión correspondiente a una deformación unitaria de 0.35% si la tensión de fluencia especificada en el diseño excede 420 MPa.

3.5.5- Cables de pretensado

3.5.5.1- Los cables de pretensado deben cumplir con alguna de las especificaciones siguientes:

- (a) Alambre que cumpla con “Specification for Uncoated Stress - Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete” ([ASTM A 421](#)).
- (b) Alambre de baja relajación que cumpla con “Specification for Uncoated Stress - Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete” incluyendo el suplemento “Low - Relaxation Wire” ([ASTM A 421](#)).
- (c) Torón que cumpla con “Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete” ([ASTM A 416](#)).
- (d) Barra que cumpla con “Specification for Uncoated High - Strength Steel Bar for Prestressed Concrete” ([ASTM A 722](#)).

3.5.5.2- Los alambres, los torones y las barras no detalladas específicamente en las normas [ASTM A 421](#), [A 416](#), ó [A 722](#), se pueden usar, siempre que se demuestre que cumplen con los requisitos mínimos de estas especificaciones, y que no tienen propiedades que los hagan menos satisfactorios que los de las normas [ASTM A 421](#), [A 416](#), ó [A 722](#).

C3.5.5- Cables de pretensado

C3.5.5.1- Puesto que los cables de bajo relajamiento se abordan en un suplemento de la norma [ASTM A 421](#), que se aplica sólo cuando se especifica material de bajo relajamiento, las referencias ASTM para cables de bajo relajamiento se enumeran por separado.

3.5.6- Acero estructural, tubos de acero o tuberías

3.5.6.1- El acero estructural utilizado junto con barras de refuerzo en un elemento compuesto sujeto a compresión que cumpla con los requisitos de la [sección 10.16.7](#) o [10.16.8](#), debe ajustarse a una de las siguientes especificaciones:

- (a) “Specification for Carbon Structural Steel” ([ASTM A 36](#)).
- (b) “Specification for High - Strength Low - Alloy Structural Steel” ([ASTM A 242M](#)).
- (c) “Specification for High - Strength Low - Alloy Columbium - Vanadium Structural Steel” ([ASTM A 572M](#)).
- (d) “Specification for High-Strength Low - Alloy Structural Steel with 50 ksi, (345 MPa) Minimum Yield Point to 4 in. (100 mm) Thick” ([ASTM A 588M](#)).

3.5.6.2- Los tubos de acero o tuberías para elementos compuestos sujetos a compresión, que estén formados por un tubo de acero relleno de hormigón, que cumpla con los requisitos de la [sección 10.16.6](#), deben ajustarse a una de las siguientes especificaciones:

- (a) Grado B de “Specification for Pipe, Steel, Black and Hot - Dipped, Zinc-Coated Welded and Seamless” ([ASTM A 53](#)).
- (b) “Specification for Cold - Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes” ([ASTM A 500](#)).
- (c) “Specification for Hot - Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing” ([ASTM A 501](#)).

3.6- Aditivos

C3.6- Aditivos

Ver también NCh 2182 Of 95 “Hormigón y mortero - Aditivos - Clasificación y requisitos”

3.6.1- Los aditivos que deban emplearse en el hormigón están sujetos a la aprobación previa del Ingeniero estructural.

3.6.2- Debe mostrarse que el aditivo es capaz de mantener durante toda la obra, esencialmente la misma composición y comportamiento que el producto usado para establecer la dosificación del hormigón de acuerdo con lo especificado en la [sección 5.2](#).

3.6.3- El cloruro de calcio o los aditivos que contengan cloruros que no provengan de impurezas de los componentes del aditivo, no deben emplearse en hormigón pretensado, en hormigón que contenga aluminio embebido o en hormigón vaciado contra moldajes permanentes de acero galvanizado. Véase las [secciones 4.3.2 y 4.4.1](#).

C3.6.3- Los aditivos que contengan algún cloruro, que no sea impureza de los componentes del aditivo, no deben emplearse en hormigón pretensado o en hormigón con elementos de aluminio embebidos. Las concentraciones de iones de cloruro pueden causar corrosión del aluminio embebido (por ejemplo en ductos), especialmente cuando el aluminio está en contacto con el acero embebido y el hormigón se encuentra en ambiente húmedo. Se produce una severa corrosión en láminas de acero galvanizado y en moldajes permanentes de acero galvanizado, especialmente en ambientes húmedos o cuando el secado es inhibido por el espesor del hormigón o por el revestimiento, o por láminas impermeables. Véase en la [sección 4.4.1](#) los límites específicos sobre concentración de iones de cloruro en el hormigón.

3.6.4- Los aditivos incorporadores de aire deben cumplir con “Specification for Air - Entraining Admixtures for Concrete” ([ASTM C 260](#)).

3.6.5- Los aditivos reductores de agua, retardantes, acelerantes, reductores de agua y retardantes, y reductores de agua y acelerantes, deben cumplir con “Specification for Chemical Admixtures for Con-

CÓDIGO

crete” ([ASTM C 494](#)) o “Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete” ([ASTM C 1017](#)).

3.6.6- Las cenizas volantes u otras puzolanas que se empleen como aditivos deben cumplir con “Specification for Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixtures in Portland Cement Concrete” ([ASTM C 618](#)).

3.6.7- La escoria granulada de alto horno utilizada como aditivo debe cumplir con “Specification for Ground Granulated Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortars” ([ASTM C 989](#)).

3.6.8- Los aditivos usados en el hormigón que contengan cemento expansivo [ASTM C 845](#) deben ser compatibles con el cemento y no producir efectos nocivos.

3.6.9- El humo de sílice usado como aditivo debe estar de acuerdo con “Specification for Silica Fume for Use in Hydraulic-Cement Concrete and Mortar” ([ASTM C 1240](#)).

COMENTARIO

C3.6.7- La escoria de alto horno que cumple con la norma ASTM C 989 es empleada como un aditivo en el hormigón de manera muy similar a como se emplea la ceniza volante. Generalmente, debe ser utilizada con cementos de tipo Portland que cumplan con la norma [ASTM C 150](#), y sólo en raras ocasiones es apropiado usar escoria [ASTM C 989](#) con un cemento combinado [ASTM C 595](#), el cual ya tiene puzolana o escoria. Su uso con los cementos contemplados en la norma [ASTM C 595](#) podría considerarse para colocaciones de hormigón masivo donde se puede aceptar un incremento lento de la resistencia y en donde el bajo calor de hidratación es de particular importancia. La norma [ASTM C 989](#) incluye apéndices en los que se discuten los efectos de la escoria de alto horno sobre la resistencia del hormigón, su resistencia a sulfatos y la reacción álcali-agregado.

C3.6.8- El uso de aditivos en hormigón con cementos expansivos [ASTM C 845](#) ha reducido los niveles de expansión o incrementado los valores de retracción. Véase ACI 223^{3.3}

3.7- Almacenamiento de materiales

3.7.1- El cemento y los agregados deben almacenarse de tal manera que se prevenga su deterioro o la introducción de materia extraña.

3.7.2- Cualquier material que se haya deteriorado o contaminado no debe utilizarse en el hormigón.

3.8- Normas citadas

3.8.1- Las normas de la ASTM que se mencionan en este código se listan a continuación, con su designación de serie, incluyendo año de adopción o revisión y se consideran en lo sucesivo como parte de este código, como si estuvieran totalmente reproducidas aquí:

A 36-96	Standard Specification for Carbon Structural Steel
A 53-97	Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated Welded and Seamless
A 82-97	Standard Specification for Steel Wire, Plain, for Concrete Reinforcement
A 184-96	Standard Specification for Fabricated Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement
A 185-97	Standard Specification for Steel Welded Wire Fabric, Plain, for Concrete Reinforcement
A 242-93a	Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel

C3.8- Normas citadas

Las especificaciones ASTM mencionadas son las correspondientes a la última edición al momento de ser adoptadas las disposiciones de este código. Dado que estas especificaciones se revisan con frecuencia, generalmente sólo en detalles pequeños, el usuario de este código debe verificar directamente en ASTM si desea hacer referencia a la última edición. Sin embargo, dicho procedimiento obliga al usuario de la especificación a evaluar si los cambios introducidos en la última edición son significativos en el empleo de ésta.

Las especificaciones u otro material que se vaya a adoptar legalmente como referencia dentro de una ordenanza de construcción, debe referirse a un documento específico. Esto puede hacerse simplemente utilizando la designación numérica completa, ya que la primera parte indica el tema y la segunda el año de adopción. En la sección 3.8 se enumeran todas las normas a las que se hace referencia en este código, con el título y la designación completa. En otras secciones del código, las designaciones no incluyen la fecha, de tal modo que pueden mantenerse actualizadas simplemente revisando la [sección 3.8](#).

Las normas ASTM están disponibles en ASTM, 100 Barr Harbor, West Conshohocken, PA, 19428.

CÓDIGO

COMENTARIO

A 416-96	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete
A 421-91	Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete
A 496-97	Standard Specification for Steel Wire, Deformed, for Concrete Reinforcement
A 497-97	Standard Specification for Steel Welded Wire Fabric, Deformed, for Concrete Reinforcement
A 500-96	Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes
A 501-96	Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing
A 572-97	Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steels
A 588-97	Standard Specification for High Strength Low-Alloy Structural Steel With 50 ksi (345 MPa) Minimum Yield Point to 4 in (100 mm) Thick
A 615-96a	Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement.

CÓDIGO

COMENTARIO

A 616-96a	Standard Specification for Rail-Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement, including Supplementary Requirements S1	Los requisitos complementarios (S1) de ASTM A616 se deben considerar como obligatorios cuando se haga referencia a ASTM A 616 en este código
A 617-96a	Standard Specification for Axle-Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement	
A 706-96b	Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement	
A 722-97	Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bar for Prestressing Concrete	
A 767-97	Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement	
A 775-97	Standard Specification for Epoxy-Coated Reinforcing Steel Bars	
A 884-96a	Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Fabric for Reinforcement	
A 934-97	Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars	
C 31-96M	Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field	

*CÓDIGO**COMENTARIO*

C 33-93	Standard Specification for Concrete Aggregates
C 39-96	Standard Method of Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens
C 42-94	Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete
C 94-96	Standard Specification for Ready-Mixed Concrete
C 109M-95	Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or 50-mm Cube Specimens)
C 144-93	Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar
C 150-97	Standard Specification for Portland Cement
C 172-90	Standard Method of Sampling Freshly Mixed Concrete
C 192M-95	Standard Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory
C 260-95	Standard Specification for Air-Entraining Admixtures for Concrete
C 330-89	Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete
C 494-92	Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete

CÓDIGO

COMENTARIO

C 496-96	Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens
C 567-91	Standard Test Method for Unit Weight of Structural Lightweight Concrete.
C 595M-97	Standard Specification for Blended Hydraulic Cements
C 618-97	Standard Specification for Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Portland Cement Concrete
C 685-95a	Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing
C 845-96	Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement
C 989-95	Standard Specification for Ground Granulated Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortars
C 1017-92	Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete
C 1218M-97	Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete
C 1240-97	Standard Specification for Silica Fume for Use in Hydraulic-Cement Concrete and Mortar

CÓDIGO

COMENTARIO

3.8.2- Se declara que “Structural Welding Code-Reinforcing Steel” (ANSI/AWS D1.4-98) del American Welding Society forma parte en lo sucesivo de este código, como si estuviera totalmente reproducido aquí.

3.8.3- Se declara que la sección 2.3 Combinación de Cargas Usando Diseño por resistencia del “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures” (ASCE 7-95) es parte de este código como si estuviera completamente reproducida aquí, para el propósito citado en la sección 9.3.1.1 y en el Apéndice C.

3.8.4- Se declara que “Specification for Unbonded Single Strand Tendons”, julio 1993, del Post-Tensioning Institute es parte de este código como si estuviera completamente reproducido aquí.

3.8.5 – Se declara que los artículos 9.21.7.2 y 9.21.7.3 de la División I y el artículo 10.3.2.3 de la División II de AASHTO “Standard Specification for Highway Bridges” (AASHTO 16ª Edición, 1996) forman parte de este código como si estuvieran completamente reproducidos aquí.

C3.8.3- El documento ASCE7 está disponible en: ASCE book Orders, Box 79404, Baltimore, MD, 21279 - 0404.

C3.8.4- La especificación 1993 está disponible en: Post Tensioning Institute, 1717 W. Northern Ave., Suite 114, Phoenix, AZ, 85021.

C3.8.5 – La 16ª Edición de 1996 de AASHTO “Standard Specification for Highway Bridges” está disponible en AASHTO, 444 North Capitol Street, N.W., Suite 249, Washington, D.C., 20001.

4.0-Notación

f'_c = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa

Los capítulos 4 y 5 de las ediciones anteriores fueron reorganizados en 1989 para enfatizar la importancia de considerar los requisitos de durabilidad antes de que el diseñador seleccione f'_c y el recubrimiento de la armadura.

Las razones agua/cemento máximas de 0.40, a 0.50 que pueden requerirse para hormigones expuestos a condiciones de congelación y deshielo, a suelos y aguas con sulfatos, o para prevenir la corrosión de la armadura, típicamente son equivalentes a requerir un valor de f'_c de 35 a 28 MPa, respectivamente. Generalmente, las resistencias promedio a la compresión requeridas, f'_{cr} , serán 3.5 a 5.0 MPa más altas que la resistencia especificada a la compresión, f'_c . Dado que es difícil determinar con precisión la razón agua/cemento del hormigón durante la producción, el valor de f'_c especificado debe ser razonablemente consistente con la razón agua/cemento requerida por durabilidad. La selección de un valor de f'_c que sea consistente con la razón agua/cemento seleccionada por durabilidad ayuda a asegurarse que la razón agua/cemento requerida pueda obtenerse efectivamente en terreno. Debido a que usualmente el énfasis en una inspección se centra en la resistencia, los resultados de ensayos substancialmente más altos que la resistencia especificada pueden conducir a un descuido en el interés por la calidad y a la producción de hormigón que exceda la razón agua/cemento máxima. Así, para una estructura de estacionamiento no debe especificarse un valor de f'_c de 20 MPa y una razón agua/cemento máxima de 0.45 si esta quedará expuesta a sales descongelantes.

El código no incluye disposiciones para condiciones de exposición especialmente severas, tales como la exposición a ácidos o a altas temperaturas, ni

sobre condiciones estéticas tales como acabado de superficies. Estos puntos están fuera del alcance del código y deben estar específicamente cubiertos en las especificaciones del proyecto. Los componentes y sus proporciones en el hormigón deben seleccionarse de manera que se pueda cumplir con los requisitos mínimos establecidos por el código, y con los requisitos adicionales de los documentos del contrato.

Respecto a los temas abordados en este capítulo, véase también NCh 170 Of 85 “Hormigón - Requisitos generales” y NCh 163 Of 79 “Áridos para morteros y hormigones - Requisitos generales”.

4.1- Razón agua-cemento

4.1.1- Las razones agua-cemento especificadas en las [Tablas 4.2.2](#) y [4.3.1](#) se calculan usando el peso del cemento que cumpla con [ASTM C150](#), [C595](#) o [C845](#) más el peso de las cenizas volantes y otras puzolanas que cumplan con [ASTM C618](#), escoria que cumpla con [ASTM C989](#), y humo de sílice que cumpla con [ASTM C1240](#), si las hay, excepto que cuando el hormigón este expuesto a productos químicos descongelantes, la [sección 4.2.3](#) adicionalmente limita la cantidad de ceniza volante, puzolana, humo de sílice, escoria o la combinación de estos materiales.

4.2- Exposición a congelación y deshielo

4.2.1- El hormigón de peso normal y de peso liviano expuesto a condiciones de congelación y deshielo o a productos químicos descongelantes, debe tener aire incorporado, con el contenido de aire indicado en la [Tabla 4.2.1](#). La tolerancia en el contenido de aire incorporado debe ser de $\pm 1.5\%$. Para una resistencia especificada a la compresión, f'_c , mayor que 35 MPa, se permite que el aire incorporado indicado en la [Tabla 4.2.1](#) sea reducido en 1%.

C4.1- Razón agua-cemento

C.4.1.1- Para hormigón expuesto a productos químicos descongelantes, la cantidad de ceniza volante, otras puzolanas, humo de sílice, escoria o cementos combinados utilizada para calcular la razón agua-cemento está sujeta a los porcentajes límites de la [sección 4.2.3](#). Además, en la [sección 4.3](#) sobre exposición a sulfatos, se indica que la puzolana debe ser clase F de [ASTM C 618](#)^{4.1}, o debe haber sido ensayada de acuerdo con [ASTM C 1012](#)^{4.2} o debe haberse determinado mediante un registro de su uso que ella mejora la resistencia a los sulfatos.

C4.2- Exposición a congelación y deshielo

C4.2.1- En el código se incluye una tabla con los contenidos de aire requeridos para hormigón resistente a la congelación, basada en “**Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete**”(ACI 211.1)^{4.3}. Se proporcionan valores para exposiciones tanto severas como moderadas, dependiendo del grado de exposición a la humedad o a sales descongelantes. El aire incorporado no protege a los hormi-

TABLA 4.2.1
Contenido total de aire para
hormigón resistente a la congelación

Tamaño máximo nominal del agregado*(mm)	Contenido de aire, porcentaje	
	Exposición severa	Exposición moderada
9.5	7.5	6
12.5	7	5.5
19.0	6	5
25.0	6	4.5
37.5	5.5	4.5
50+	5	4
75+	4.5	3.5

* Véase la [ASTM C 33](#) para las tolerancias de sobretamaños mayores para diversas designaciones de tamaños nominales máximos.

+ Estos contenidos de aire se aplican a la mezcla total, al igual que para los tamaños precedentes de agregado. Al ensayar estos hormigones, sin embargo, se retira el agregado mayor de 37.5 mm sacándolo con la mano o mediante cribado, y se determina el contenido de aire en la fracción de la mezcla de menos de 37.5 mm. (La tolerancia en el contenido de aire incorporado se aplica a este valor). El contenido de aire de la mezcla total se calcula a partir del valor determinado en la fracción de menos de 37.5 mm.

4.2.2- El hormigón que va a estar expuesto a las condiciones de la [Tabla 4.2.2](#) debe cumplir con las correspondientes razones agua-cemento máximas y con las resistencias a la compresión mínimas de esa tabla. Además, el hormigón que va a estar expuesto a productos químicos descongelantes debe cumplir con las limitaciones del [párrafo 4.2.3](#).

gones que contengan agregados gruesos que sufran cambios de volumen que los destruyan cuando se congelen en una condición saturada. En la [tabla 4.2.1](#), una exposición severa es cuando, en clima frío el hormigón puede estar en contacto casi constante con la humedad antes de congelarse, o cuando se emplean sales descongelantes. Algunos ejemplos de esto son pavimentos, tableros de puentes, aceras, estacionamientos, y tanques para agua. Una exposición moderada es cuando, en clima frío, el hormigón esté expuesto ocasionalmente a humedad antes de congelarse, y cuando no se usen sales descongelantes. Ejemplos de lo anterior son algunos muros exteriores, vigas, vigas principales y losas que no están en contacto directo con el suelo. La [sección 4.2.1](#) permite un 1% menos de aire para hormigones con f'_c mayor que 35 MPa. Estos hormigones de alta resistencia tienen razones agua/cemento y porosidad menores y, por lo tanto, mejor resistencia a la congelación.

C4.2.2- Para el hormigón liviano no se especifican las razones agua/cemento máximas, dado que es incierta la determinación de la absorción de los agregados livianos, lo cual hace poco práctico el cálculo de la razón agua/cemento. El uso de una resistencia especificada mínima asegura el uso de pasta de cemento de alta calidad. Para hormigón con agregado de peso normal el uso de ambas, la resistencia mínima y la razón agua-cemento máxima, proporciona una seguridad adicional para cumplir este objetivo.

TABLA 4.2.2
Requisitos para condiciones
de exposición especiales

Condición de exposición	Hormigón con agregado de peso normal; razón máxima agua/cemento en peso	Hormigón con agregado normal y ligero, f'_c mínima, MPa
Hormigón que se pretende tenga baja permeabilidad en exposición al agua.	0.50	28
Hormigón expuesto a congelación y deshielo en condición húmeda ó a productos químicos descongelantes.	0.45	31
Para proteger de la corrosión a la armadura en el hormigón expuesto a cloruros de sales descongelantes, sal, agua salobre, o salpicaduras del mismo origen.	0.40	35

4.2.3- Para hormigones expuestos a productos químicos descongelantes, el peso máximo de cenizas volantes, otras puzolanas, humo de sílice, o escoria incluido en el hormigón, no debe exceder los porcentajes respecto al peso total de materiales cementantes dados en la [tabla 4.2.3](#).

C4.2.3- La [sección 4.2.3](#) y la [Tabla 4.2.3](#) establecen limitaciones a la cantidad de ceniza volante, otras puzolanas, humo de sílice, y escoria que puede ser incluida en el hormigón expuesto a productos químicos descongelantes.^{4.4-4.6} Investigaciones recientes han demostrado que el uso de ceniza volante, escoria, y humo de sílice produce hormigones con una estructura de poros más fina y, por lo tanto, con una menor permeabilidad.^{4.7-4.9}

TABLA 4.2.3

Requisitos para hormigón expuesto a productos químicos descongela-

Materiales cementantes	Porcentaje Máximo sobre el Total de Materiales Cementantes en Peso *
Cenizas volantes u otras puzolanas que se ajusten a ASTM C 618	25
Escoria que se ajusta a ASTM C 989	50
Humo de sílice que se ajusta a ASTM C 1240	10
Total de cenizas volantes u otras puzolanas, escoria, y humo de sílice	50 +
Total de cenizas volantes u otras puzolanas y humo de sílice	35 +

* El total de materiales cementantes también incluye cementos [ASTM C 150](#), [C 595](#) y [C 845](#).

Los porcentajes máximos anteriores incluyen:

- (a) Cenizas volantes u otras puzolanas presentes en cementos combinados tipo IP o I(PM), según [ASTM C 595](#)
- (b) Escoria usada en la fabricación de cementos combinados tipo IS o I(SM), según [ASTM C 595](#)
- (c) Humo de sílice, según [ASTM C 1240](#), presente en cementos combinados

+ Las cenizas volantes u otras puzolanas y el humo sílice no deben constituir más del 25 y 10 por ciento, respectivamente, del peso total de materiales cementantes.

4.3- Exposición a sulfatos

4.3.1- El hormigón que va a estar expuesto a soluciones o suelos que contengan sulfatos debe cumplir con los requisitos de la [tabla 4.3.1](#), o debe estar hecho con un cemento que proporcione resistencia a los sulfatos y que tenga una relación agua-cemento máxima y una resistencia a la compresión mínima según la [tabla 4.3.1](#).

C4.3- Exposición a sulfatos

El hormigón expuesto a concentraciones perjudiciales de sulfatos, procedentes de suelos y aguas, debe fabricarse con cementos resistentes a los sulfatos. En la [tabla 4.3.1](#) se enumeran los tipos apropiados de cemento, las razones agua/cemento máximas y las resistencias mínimas para diversas condiciones de exposición. Al seleccionar un cemento para resistir sulfatos, la principal consideración es su contenido de C3A. Para exposiciones moderadas, el cemento Tipo II está limitado a un contenido máximo de C3A de 8% según [ASTM C 150](#). Los cementos combinados según la [ASTM C 595](#) hechos con clinker de cemento Portland con menos de 8% de C3A califican para la designación

TABLA 4.3.1

Requisitos para hormigones expuestos a soluciones que contienen sulfatos

Exposición a sulfatos	Sulfato acuosoluble (SO ₄) en suelo, porcentaje en peso	Sulfato (SO ₄) en el agua, ppm	Tipo de Cemento	Hormigón con agregado de peso normal	Hormigón con agregado de peso normal y ligero
				Razón máxima agua/cemento, en peso*	Resistencia mínima a compresión f'_c MPa*
Insignificante	0.00-0.10	0-150	—	—	—
Moderada +	0.10-0.20	150-1 500	II, IP(MS), IS (MS), P(MS), I(PM) (MS), I(SM) (MS)	0.50	28
Severa	0.20-2.00	1 500-10 000	V	0.45	31
Muy severa	Más de 2.00	Más de 10 000	V más puzolana \neq	0.45	31

* Puede requerirse una razón agua-cemento más baja o una resistencia más alta para lograr baja permeabilidad, protección contra corrosión de elementos embebidos o contra congelamiento y deshielo.

+ Agua de mar

\neq Puzolana que se ha determinado por medio de ensayos o por experiencia que mejora la resistencia a sulfatos cuando se usa en hormigones que contienen cemento tipo V.

MS y, por lo tanto, son apropiados para usarse en exposiciones moderadas a sulfatos. Los tipos adecuados según [ASTM C 595](#) son los IP (MS), IS(MS), I(PM)(MS), e I(SM)(MS). Para exposiciones severas, se especifica cemento Tipo V con un contenido máximo de 5% de C3A. En ciertas áreas, el contenido de C3A de otros tipos de cemento disponibles como los Tipo III o Tipo I, pueden ser menos de 8 ó 5%, y se pueden utilizar en exposiciones a sulfatos moderadas o severas. Debe hacerse notar que el cemento resistente a los sulfatos no aumenta la resistencia del hormigón a algunas soluciones químicamente agresivas, por ejemplo el nitrato de amonio. Las especificaciones del proyecto deben abarcar todos los casos especiales.

El empleo de ceniza volante ([ASTMC 618](#), Clase F) ha servido para mejorar la resistencia del hormigón a los sulfatos^{4,9}. También ciertos cementos Tipo IP fabricados con puzolana Clase F y cemento Portland con un contenido de aluminato tricálcico (C3A) superior al 8% pueden proporcionar resistencia a los sulfatos en casos de exposición moderada.

Una nota a la [Tabla 4.3.1](#) considera el agua de mar como “exposición moderada”, aún cuando generalmente contiene más de 1 500 ppm de SO₄. Para exposiciones a agua de mar, pueden emplearse otros tipos de cemento con un contenido de C3A hasta de 10% si se reduce la razón agua/cemento máxima a 0.40.

El método de ensayo [ASTM C 1012^{4.2}](#) puede ser usado para evaluar la resistencia a los sulfatos de mezclas que contengan combinaciones de materiales cementantes.

Además de la selección apropiada del cemento, son esenciales otros requisitos para lograr hormigones durables expuestos a concentraciones de sulfatos, tales como: baja relación agua/cemento, resistencia, adecuado contenido de aire, bajo asentamiento, adecuada compactación, uniformidad, recubrimiento adecuado de la armadura, y suficiente curado húmedo para desarrollar las propiedades potenciales del hormigón.

4.3.2- El cloruro de calcio no debe emplearse como aditivo en hormigones sometidos a exposición a sulfatos severa o muy severa, como se define en la [tabla 4.3.1](#).

4.4- Protección de la armadura contra la corrosión

4.4.1- Para la protección contra la corrosión de la armadura en el hormigón, las concentraciones máximas de iones cloruro acuosolubles en hormigón endurecido a edades que van de 28 a 42 días, provenientes de los ingredientes, incluyendo agua, agregados, materiales cementantes y aditivos, no deben exceder los límites de la [tabla 4.4.1](#). Cuando se lleven a cabo ensayos para determinar el contenido de iones cloruro solubles en agua, los procedimientos de ensayo deben cumplir los requisitos establecidos en [ASTM C1218](#).

C4.4- Protección de la armadura contra la corrosión

C.4.4.1- Información adicional sobre los efectos de los cloruros sobre la corrosión del acero de armadura aparece en “**Guide to Durable Concrete**” presentado por el Comité ACI 201^{4.10} y en “**Corrosion of Metals in Concrete**” presentado por el comité ACI 222^{4.11}. Los procedimientos de ensayo deben ajustarse a los dados en ASTM C1218. Puede obtenerse una evaluación inicial ensayando los componentes individuales del hormigón respecto a su contenido total de iones de cloruro. Cuando el contenido total de iones de cloruro, calculado a

CÓDIGO

TABLA 4.4.1
Contenido máximo de iones de cloruro para la protección contra la corrosión de la armadura

Tipo de elemento	Contenido máximo de iones de cloruro (Cl^-) acuosolubles en el hormigón, porcentaje en peso de cemento
Hormigón pretensado	0.06
Hormigón armado que en servicio estará expuesto a cloruros	0.15
Hormigón armado que en servicio estará seco o protegido contra la humedad	1.00
Otras construcciones de hormigón armado	0.30

4.4.2- Cuando el hormigón con armadura vaya a estar expuesto a sales descongelantes, agua salobre, agua de mar o salpicaduras de las mismas, deben satisfacerse los requisitos de la tabla 4.2.2 para

COMENTARIO

partir de la dosificación del hormigón, excede los valores permitidos en la Tabla 4.4.1, puede ser necesario ensayar muestras de hormigón endurecido respecto al contenido de iones de cloruro, acuosolubles, como se describe en la guía ACI 201. Parte del total de iones de cloruro presentes en los componentes, o bien es insoluble, o reacciona con el cemento durante la hidratación y se vuelve insoluble, según los procedimientos de ensayo descritos en [ASTM C1218](#).

Cuando se ensayan los hormigones por su contenido de iones de cloruro solubles, los ensayos deben hacerse a una edad de 28 a 42 días. Los límites establecidos en la Tabla 4.4.1 deben aplicarse a cloruros aportados por los componentes del hormigón y no a los del ambiente que rodea al hormigón.

Los límites para los iones de cloruro de la Tabla 4.4.1 difieren de los recomendados en el ACI 201.2R y el ACI 222R. Para hormigón armado que estará seco en servicio, se ha incluido un límite de 1% para controlar el total de cloruros solubles. La Tabla 4.4.1 comprende límites de 0.15 a 0.3 por ciento para hormigón armado expuesto a cloruros, o que estará húmedo en servicio, respectivamente. Estos límites se comparan con los de 0.10 y 0.15 recomendados en el ACI 201.2R. El ACI 222R recomienda límites de 0.08 y 0.20% en peso de cemento, para cloruros en hormigón pretensado y armado, respectivamente, basados en ensayos para determinar cloruros solubles en ácidos y no en las pruebas para cloruros solubles en agua requeridos aquí.

Cuando se emplean barras con recubrimientos epóxicos o de zinc, los límites de la Tabla 4.4.1 pueden ser más restrictivos de lo necesario.

C4.4.2- Cuando el hormigón está expuesto a fuentes externas de cloruros, la razón agua-cemento y la resistencia especificada a compresión f'_c de la [sección 4.2.2](#) son los mínimos requisitos que de-

CÓDIGO

la razón agua-cemento y la resistencia del hormigón, y los requisitos de recubrimiento mínimo del hormigón de la [sección 7.7](#). Véase en la [sección 18.14](#) lo relativo a cables de pretensado no adheridos.

COMENTARIO

ben considerarse. En estacionamientos donde los cloruros puedan ser arrastrados por los vehículos o en estructuras cercanas al agua de mar, el diseñador debe evaluar las condiciones bajo las cuales puedan ser aplicados los cloruros en la estructura. Puede ser deseable el uso de barras recubiertas con epóxico o con zinc o un recubrimiento mayor que el mínimo indicado en la [sección 7.7](#). El uso de escoria que cumpla con [ASTM C989](#) o cenizas volantes que cumplan con [ASTM C618](#) y un mayor nivel de resistencia aumentan la protección. El uso de humo de sílice que cumpla con [ASTM C1240](#) con un superplastificante adecuado, [ASTM C494](#), tipos F o G, o [ASTM C1017](#) puede también proporcionar una protección adicional^{4.12}. Los ensayos de permeabilidad a cloruros realizados según AASHTO T277^{4.13} en mezclas de hormigón antes de su uso también proporcionará una seguridad adicional.

CAPÍTULO 5

CALIDAD DEL HORMIGÓN, MEZCLADO Y COLOCACIÓN

5.0-Notación

- f'_c = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa
- f_{ct} = resistencia promedio a la tracción por hendimiento del hormigón con agregado liviano, MPa
- f'_{cr} = resistencia promedio a la compresión requerida del hormigón, empleada como base para la dosificación del hormigón, MPa
- s = desviación estándar, MPa

Los requisitos para la dosificación del hormigón se basan en que el hormigón debe tener una adecuada durabilidad ([Capítulo 4](#)) y resistencia. Los criterios para la aceptación del hormigón se basan en que el código pretende primeramente proteger la seguridad pública. El capítulo 5 describe los procedimientos mediante los cuales puede obtenerse un hormigón con la calidad adecuada, y propone los procedimientos para verificar la resistencia del hormigón durante y después de su colocación en la obra.

El capítulo 5 también establece criterios mínimos para el mezclado y la colocación del hormigón.

Las disposiciones de los [puntos 5.2, 5.3 y 5.4](#), en conjunto con el capítulo 4, establecen los requisitos para la dosificación de la mezcla. La base para determinar si la resistencia del hormigón es adecuada, se encuentra en el [punto 5.6](#).

Respecto a los temas abordados en este capítulo, véase también NCh 170 Of 85 “Hormigón - Requisitos generales”, NCh 163 Of 79 “Áridos para morteros y hormigones - Requisitos generales” y NCh 1998 Of 89 “Hormigón - Evaluación estadística de la resistencia mecánica”.

En nuestro país, la práctica normal consiste en especificar y controlar la resistencia de los hormigones de acuerdo a su resistencia a compresión, medida en probeta cúbica de 200 mm de arista, en tanto que el ACI 318 hace referencia a la resistencia del hormigón medida en probeta cilíndrica. Con el propósito de superar esta diferencia, se recomienda especificar los hormigones por su resistencia cúbica, con una fracción defectuosa de 10 por ciento, y utilizar en las fórmulas de diseño el valor de f'_c .

que se indica en la tabla adjunta. Dicha tabla se ha establecido a partir de las equivalencias recomendadas en la norma NCh 170 Of 85.

f'_c (MPa)	Grado del Hormigón (NCh 170 con 10% de fracción defectuosa)
16.0	H20
20.0	H25
25.0	H30
30.0	H35
35.0	H40

5.1- Generalidades

5.1.1- El hormigón debe dosificarse para que proporcione una resistencia promedio a la compresión según se establece en la [sección 5.3.2](#), así como también para satisfacer los criterios de durabilidad del Capítulo 4. El hormigón debe producirse de manera que se minimice la frecuencia de resistencias inferiores a f'_c , como se establece en la [sección 5.6.3.3](#).

5.1.2- Los requisitos para f'_c deben basarse en ensayos de cilindros, hechos y ensayados como se establece en la [sección 5.6.3](#).

5.1.3- A menos que se especifique lo contrario f'_c debe basarse en ensayos a los 28 días. Si el ensayo no es a 28 días, la edad de ensayo para obtener f'_c debe indicarse en los planos o especificaciones de diseño.

5.1.4- Cuando los criterios de diseño en las [secciones 9.5.2.3](#), [11.2](#) y [12.2.4](#), indiquen el empleo de un valor de resistencia a la tracción por hendimiento del hormigón, deben realizarse ensayos de laboratorio de acuerdo con “Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete” ([ASTM C 330](#)) para establecer un valor de f_{ct} correspondiente al valor especificado de f'_c .

C5.1- Generalidades

C5.1.1- Se presentan las premisas básicas que rigen la designación y evaluación de la resistencia del hormigón. Se pone énfasis en que la resistencia promedio del hormigón producido debe exceder siempre el valor especificado de f'_c utilizado en el diseño estructural. Esto se basa en conceptos probabilísticos y pretende asegurar que se desarrolle la adecuada resistencia en la estructura. Deben satisfacerse los requisitos de durabilidad establecidos en el capítulo 4, además de la resistencia promedio del hormigón en conformidad con la [sección 5.3.2](#).

C5.1.4- Las [secciones 9.5.2.3](#) (módulo de rotura), [11.2](#) (resistencia a la torsión y al corte del hormigón) y [12.2.4](#) (desarrollo de la armadura) requieren modificaciones en los criterios de diseño para el empleo de hormigón con agregado liviano. Se proporcionan dos procedimientos alternativos de modificación. Una alternativa se basa en ensayos de laboratorio para determinar la relación entre la re-

CÓDIGO

5.1.5- Los ensayos de resistencia a la tracción por hendimiento no deben emplearse como base para la aceptación del hormigón en obra.

5.2- Dosificación del hormigón

COMENTARIO

sistencia a la tracción por hendimiento f_{ct} y la resistencia especificada a la compresión f'_c para el hormigón liviano. Se pretende que antes del diseño se obtengan los valores apropiados de f_{ct} para un agregado liviano de una determinada fuente.

C5.1.5- No se pretende que los ensayos de resistencia a la tracción por hendimiento del hormigón (requeridos en la [sección 5.1.4](#)) sean usados para el control o la aceptación de la resistencia del hormigón en terreno. Por medio de los requisitos de resistencia a la compresión proporcionados en la [sección 5.6](#) se mantiene un control indirecto.

C5.2- Dosificación del hormigón

Las recomendaciones para la dosificación del hormigón se dan en detalle en “**Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavy Weight, and Mass Concrete**” (ACI 211.1)^{5.1}. (Esta recomendación práctica proporciona dos métodos para seleccionar y ajustar las proporciones de un hormigón de peso normal; el método del peso estimado y el del volumen absoluto. Se muestran ejemplos de cálculo para ambos métodos. En un apéndice se presenta la dosificación para hormigón pesado por medio del método del volumen absoluto).

Las recomendaciones para hormigón liviano se proporcionan en “**Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete**” (ACI 211.2)^{5.2}. (En esta recomendación se describe un método para dosificar y ajustar el hormigón estructural que contiene agregados livianos).

CÓDIGO

5.2.1- La dosificación de los materiales para el hormigón debe establecerse para lograr:

- (a) Trabajabilidad y consistencia que permitan colocar fácilmente el hormigón dentro del moldaje y alrededor de la armadura bajo las condiciones de colocación que vayan a emplearse, sin segregación ni exudación excesiva.
- (b) Resistencia a exposiciones especiales, según lo requerido en el [Capítulo 4](#).
- (c) Conformidad con los requisitos del ensayo de resistencia de la [sección 5.6](#).

5.2.2- Cuando se empleen materiales diferentes para distintas partes de la obra propuesta, debe evaluarse cada una de las combinaciones.

5.2.3- La dosificación del hormigón, incluyendo la razón agua-cemento, debe establecerse tomando como base la experiencia en obra y/o mezclas de prueba con los materiales que vayan a utilizarse ([sección 5.3](#)), a excepción de lo permitido en la [sección 5.4](#) o lo requerido por el [Capítulo 4](#).

5.3- Dosificación basada en la experiencia en obra y/o en mezclas de prueba

COMENTARIO

C5.2.1- La razón agua/cemento seleccionada debe ser lo suficientemente baja, o la resistencia a la compresión lo suficientemente alta (para hormigón liviano) como para satisfacer tanto los criterios de resistencia ([secciones 5.3](#) ó [5.4](#)) como los requisitos para exposición especial ([Capítulo 4](#)). El código no incluye disposiciones sobre condiciones de exposición especialmente severas, tales como la exposición a ácidos o altas temperaturas, ni sobre consideraciones estéticas, tales como acabado de superficies. Estos puntos están fuera del alcance del código y deben estar específicamente cubiertos en las especificaciones del proyecto. Los componentes y la dosificación del hormigón deben seleccionarse de manera que puedan cumplir con los requisitos mínimos establecidos por el código y con los requisitos adicionales de los documentos contractuales.

C5.2.3- El código hace hincapié en el empleo de la experiencia de terreno o de mezclas de prueba de laboratorio ([sección 5.3](#)) como el método preferido para seleccionar la dosificación del hormigón. Cuando no se dispone de experiencia previa o de datos de mezclas de prueba, se permite estimar la razón agua/cemento como lo dispone la [sección 5.4](#), pero sólo con autorización especial.

C5.3- Dosificación basada en la experiencia en obra y/o en mezclas de prueba

Para seleccionar una mezcla adecuada de hormigón, hay que seguir tres pasos básicos. El primero es determinar la desviación estándar y el segundo determinar la resistencia promedio requerida. El tercer paso es la dosificación de la mezcla requeri-

5.3.1- Desviación estándar

5.3.1.1- Cuando una planta de hormigón tiene registros de los ensayos, debe establecerse una desviación estándar. Los registros de ensayos a partir de los cuales se calcula la desviación estándar:

- (a) Deben representar materiales, procedimientos de control de calidad y condiciones similares a las esperadas, y las variaciones en los materiales y en las dosificaciones no deben haber sido más restringidas que las de la obra propuesta.
- (b) Deben representar un hormigón producido para que cumpla con una resistencia o resistencias especificadas f'_c , dentro de 7 MPa de la estipulada para la obra propuesta.
- (c) Deben constar al menos de 30 ensayos consecutivos, o de dos grupos de ensayos consecutivos totalizando al menos 30 ensayos como se define en la [sección 5.6.2.4](#), excepto por lo especificado en la [sección 5.3.1.2](#).

da para producir esa resistencia promedio, ya sea mediante mezclas de prueba o un adecuado registro de experiencias. La [figura 5.3](#) es un diagrama de flujo que delinea la selección de mezclas y el procedimiento de documentación.

La mezcla seleccionada debe producir una resistencia promedio considerablemente más alta que la resistencia de diseño f'_c . El nivel de sobrerresistencia requerido depende de la variabilidad de los resultados de los ensayos.

C.5.3.1- Desviación estándar

Cuando una planta de hormigón tenga un adecuado registro de 30 ensayos consecutivos con materiales y condiciones similares a las esperadas, la desviación estándar se calcula a partir de dichos resultados de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$s = \left[\frac{\sum (xi - \bar{x})^2}{(n - 1)} \right]^{1/2}$$

donde:

- s = desviación estándar, MPa.
- X_i = ensayo individual de resistencia como se define en la [sección 5.6.2.4](#) del código.
- \bar{X} = promedio de n resultados de ensayos de resistencia.
- n = número de ensayos consecutivos de resistencia.

La desviación estándar se emplea para determinar la resistencia promedio requerida en la [sección 5.3.2.1](#).



CÓDIGO

5.3.1.2- Cuando una planta de hormigón no tenga registros de ensayos que se ajusten a los requisitos de la sección 5.3.1.1, pero sí tenga un registro basado en 15 a 29 ensayos consecutivos, se debe establecer una desviación estándar como el producto de la desviación estándar calculada y el factor de modificación de la tabla 5.3.1.2. Para que sean aceptables, los registros de ensayos deben ajustarse a los requisitos (a) y (b) de la sección 5.3.1.1, y deben representar un solo registro de ensayos consecutivos que abarquen un período no menor de 45 días corridos.

TABLA 5.3.1.2
Factor de modificación para la desviación estándar cuando se dispone de menos de 30 ensayos

Número de ensayos*	Factor de modificación para la desviación estándar+
Menos de 15	Emplee la tabla 5.3.2.2
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 o más	1.00

* Interpolar para un número de ensayos intermedios.

+ Desviación estándar modificada para usar en la determinación de la resistencia promedio requerida f'_{cr} de 5.3.2.1.

COMENTARIO

Cuando se emplean dos registros de ensayos para obtener como mínimo 30 ensayos, la desviación estándar empleada debe ser el promedio estadístico de los valores calculados de cada registro de ensayos, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\bar{s} = \left[\frac{(n_1 - 1)(s_1)^2 + (n_2 - 1)(s_2)^2}{(n_1 + n_2 - 2)} \right]^{1/2}$$

donde:

\bar{s} = promedio estadístico de la desviación estándar cuando se emplean dos registros de ensayos para calcular la desviación estándar.

s_1, s_2 = desviaciones estándar calculadas de dos registros de ensayos, 1 y 2, respectivamente.

n_1, n_2 = número de ensayos en cada registro de ensayos, respectivamente.

Cuando se dispone de menos de 30 ensayos, pero con un mínimo de 15, la desviación estándar calculada se incrementa por el factor indicado en la tabla 5.3.1.2. Este procedimiento da como resultado una resistencia promedio requerida más conservadora (mayor). Los factores de la tabla 5.3.1.2 están basados en la distribución de muestreo de la desviación estándar y proporcionan una protección (equivalente a la del registro de 30 ensayos) contra la posibilidad de que la muestra reducida subestime la desviación estándar de la población.

La desviación estándar empleada en el cálculo de la resistencia promedio requerida debe ser obtenida para condiciones “similares a las esperadas” [sección 5.3.1.1 (a)]. Este requisito es importante para obtener un hormigón aceptable.

Se considera que el hormigón de los ensayos usados para determinar la desviación estándar es “si-

milar” al requerido, cuando se hace con los mismos tipos generales de materiales, en condiciones de control de calidad de materiales y métodos de producción no más restrictivos que los del trabajo propuesto, y cuando su resistencia especificada no se desvía más de 7 MPa del valor de f'_c requerido [sección 5.3.1.1(b)]. Un cambio en el tipo de hormigón o un incremento importante en el nivel de resistencia puede aumentar la desviación estándar. Esta situación puede ocurrir con un cambio en el tipo de agregado (es decir, de agregado natural a agregado liviano, o viceversa) o un cambio de hormigón sin aire incorporado a hormigón con aire incorporado. Así mismo, puede haber incremento en la desviación estándar cuando la resistencia promedio se eleva en un nivel importante, aunque el aumento de la desviación estándar debiera ser algo menos que directamente proporcional al incremento de resistencia. Cuando existe una duda justificada, cualquier desviación estándar estimada que se emplee para calcular la resistencia promedio requerida debe estar siempre del lado conservador (aumentada).

Nótese que el código utiliza la desviación estándar en MPa en vez del coeficiente de variación en porcentaje. Este último es semejante al primero, expresado como porcentaje de la resistencia promedio.

Cuando no se dispone de un registro adecuado de resultados de ensayos, la resistencia promedio debe ser mayor que la resistencia de diseño en una cantidad que varía de 7 a 10 MPa, dependiendo de la resistencia de diseño, véase la [tabla 5.3.2.2](#).

Aunque la resistencia promedio y la desviación estándar tengan los niveles supuestos, habrá ensayos ocasionales que no cumplan con los criterios de aceptación de la [sección 5.6.3.3](#) (tal vez un ensayo en 100).

CÓDIGO

5.3.2- Resistencia promedio requerida

5.3.2.1- La resistencia promedio a la compresión requerida, f'_{cr} , usada como base para la dosificación del hormigón debe ser la mayor entre las Ec. (5-1) ó (5-2), empleando una desviación estándar calculada de acuerdo con la [sección 5.3.1.1](#) o la [sección 5.3.1.2](#).

$$f'_{cr} = f'_c + 1.34s \quad (5-1)$$

o

$$f'_{cr} = f'_c + 2.33s - 3.5 \quad (5-2)$$

5.3.2.2- Cuando una planta de hormigón no tenga registros de ensayos de resistencia en obra para el cálculo de la desviación estándar, que se ajusten a los requisitos de la [sección 5.3.1.1](#) o de la [sección 5.3.1.2](#), la resistencia promedio requerida f'_{cr} debe determinarse de la tabla 5.3.2.2, y la información relativa a la resistencia promedio debe cumplir con los requisitos de la [sección 5.3.3](#).

TABLA 5.3.2.2

**Resistencia promedio a la compresión
requerida cuando no hay datos disponibles
para establecer una desviación estándar**

Resistencia especificada a la compresión f'_c , MPa	Resistencia promedio a la compresión requerida, f'_{cr} , MPa
Menos de 20 MPa	$f'_c + 7.0$
de 20 a 35	$f'_c + 8.5$
Más de 35	$f'_c + 10.0$

5.3.3- Información relativa a la resistencia promedio

La documentación que evidencie que la dosificación propuesta para el hormigón producirá una resistencia promedio a la compresión igual o mayor que la resistencia promedio a la compresión requere-

COMENTARIO

C5.3.2- Resistencia promedio requerida

C5.3.2.1- Una vez que se ha determinado la desviación estándar, la resistencia promedio requerida debe ser la mayor de las obtenidas con las ecuaciones (5-1) ó (5-2). La ecuación (5-1) proporciona una probabilidad de 1 en 100 que los promedios de tres ensayos consecutivos sean inferiores a la resistencia f'_c especificada. La ecuación (5-2) proporciona una probabilidad similar de ensayos individuales inferiores a la resistencia f'_c especificada en más de 3.5 MPa. Estas ecuaciones presuponen que la desviación estándar empleada es igual al valor correspondiente a un número infinito o muy grande de ensayos. Por esta razón es deseable el empleo de desviaciones estándar estimadas en registros de 100 o más ensayos. Cuando se dispone de 30 ensayos, la probabilidad de falla será quizá algo mayor que 1 en 100. Los refinamientos adicionales requeridos para lograr la probabilidad de 1 en 100 no se consideran necesarios, debido a la incertidumbre inherente al suponer que las condiciones imperantes cuando se acumularon los registros de ensayo, serán similares a las condiciones imperantes cuando se vaya a producir el hormigón.

Además, el cambio adoptado en el ACI 318-77 (que exige tomar medidas para incrementar la resistencia promedio siempre que no se cumpla con alguno de los criterios de aceptación de la [sección 5.6.3.3](#)) se considera que proporciona una protección adicional importante frente a ensayos consecutivos de bajo valor.

C5.3.3- Información relativa a la resistencia promedio

Una vez que se conoce la resistencia promedio f'_{cr} , el siguiente paso es conocer la dosificación que produzca una resistencia promedio al menos igual a la resistencia promedio requerida, y que también cum-

CÓDIGO

rida ([sección 5.3.2](#)), debe consistir en un registro de ensayos de resistencia en obra, en varios registros de ensayos de resistencia, o en mezclas de prueba.

5.3.3.1- Cuando se empleen registros de ensayos para demostrar que las dosificaciones propuestas para el hormigón producirán la resistencia promedio requerida f'_{cr} ([sección 5.3.2](#)), dichos registros deben representar materiales y condiciones similares a las esperadas. Los cambios en los materiales, condiciones y dosificaciones dentro de los registros de ensayos no deben ser más restringidos que los de la obra propuesta. Con el propósito de documentar la resistencia promedio potencial, pueden

COMENTARIO

pla con los requisitos especiales de exposición del [capítulo 4](#). La documentación puede consistir en un registro de resistencia, en varios registros de ensayos de resistencia, o en mezclas de prueba en laboratorio. Generalmente, si se utiliza un registro de ensayos, tendrá que ser el mismo que se empleó para calcular la desviación estándar. Sin embargo, cuando este registro de ensayos indica una resistencia promedio menor o mayor que la resistencia promedio requerida, puede ser necesario o deseable usar dosificaciones diferentes. En estos casos, puede emplearse el promedio de un registro con al menos 10 ensayos, o puede establecerse la dosificación por interpolación entre las resistencias y dosificaciones de dos de tales registros de ensayos consecutivos. Todos los registros de ensayos para establecer la dosificación necesaria para producir la resistencia promedio, deben cumplir con los requisitos de la [sección 5.3.3.1](#) para “materiales y condiciones similares”.

La edición de 1971 exigía que las mezclas de prueba se hicieran con los asentamientos y contenidos de aire máximos permitidos. Desde 1977, se han proporcionado tolerancias para el asentamiento y contenido de aire máximos permitidos. El texto del código expresa claramente que estas tolerancias para el asentamiento y contenido de aire sólo se aplican a las mezclas de prueba y no a los registros de ensayos en obra ni a la producción posterior de hormigón en obra.

aceptarse registros de ensayos que consistan en menos de 30, pero no menos de 10 ensayos consecutivos siempre que abarquen un período no menor de 45 días corridos. Las dosificaciones requeridas para el hormigón pueden establecerse por interpolación entre las resistencias y las dosificaciones de dos o más registros de ensayo, cada uno de los cuales cumpla con los otros requisitos de esta sección.

5.3.3.2- Cuando no se dispone de un registro aceptable de resultados de ensayos en obra, se permite que la dosificación del hormigón se establezca con mezclas de prueba que cumplan con las siguientes restricciones:

- (a) La combinación de materiales debe ser la de la obra propuesta.
- (b) Las mezclas de prueba cuyas dosificaciones y consistencias son las requeridas para la obra propuesta deben prepararse empleando al menos tres razones agua-cemento o contenidos de cemento diferentes que produzcan una gama de resistencias que abarquen la resistencia promedio requerida f'_{cr} .
- (c) Las mezclas de prueba deben diseñarse para producir un descenso de cono dentro de ± 20 mm del máximo permitido, y para hormigón con aire incorporado, dentro de $\pm 0.5\%$ del máximo contenido de aire permitido.
- (d) Para cada razón agua-cemento o contenido de cemento deben hacerse y curarse al menos tres probetas cilíndricas para cada edad de ensayo de acuerdo con “Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory” ([ASTM C 192](#)). Las probetas deben ensayarse a los 28 días o a la edad de ensayo establecida para determinar f'_c .

- (e) A partir de los resultados de los ensayos de las probetas cilíndricas debe graficarse una curva que muestre la correspondencia entre la razón agua-cemento o el contenido de cemento, y la resistencia a compresión a la edad de ensayo determinada.
- (f) La máxima razón agua-cemento o el mínimo contenido de cemento para el hormigón que vaya a emplearse en la obra propuesta debe ser el que indique la curva para producir la resistencia promedio requerida por la [sección 5.3.2](#), a no ser que de acuerdo al Capítulo 4 se indique una razón agua-cemento inferior o una resistencia mayor.

5.4- Dosificación cuando no se cuenta con experiencia en obra o mezclas de prueba

5.4.1 - Si los datos requeridos por la [sección 5.3](#) no están disponibles, y si lo aprueba el ingeniero/arquitecto, la dosificación del hormigón debe basarse en otras experiencias o información. La resistencia promedio de compresión requerida, f'_{cr} , del hormigón producido con materiales similares a aquellos propuestos para su uso debe ser al menos 8.5 MPa mayor que la resistencia especificada a compresión f'_c . Esta alternativa no debe ser usada para hormigones con una resistencia especificada mayor a 30 MPa.

5.4.2 - El hormigón dosificado conforme a esta sección debe ajustarse a los requisitos de durabilidad del [capítulo 4](#) y a los criterios para ensayos de resistencia a compresión de la [sección 5.6](#)

C5.4- Dosificación cuando no se cuenta con experiencia en obra o mezclas de prueba

C5.4.1- Cuando no existen experiencias previas ([sección 5.3.3.1](#)) o datos de mezclas de prueba ([sección 5.3.3.2](#)) que cumplan con los requisitos de estas secciones, pueden usarse otras experiencias sólo con un permiso especial. Debido a que la combinación de diferentes materiales puede hacer variar considerablemente el nivel de resistencia, este método no se permite para f'_c mayor a 30 MPa y la resistencia promedio requerida debe exceder a f'_c en 8.5 MPa. El propósito de esta disposición es permitir que el trabajo continúe cuando se produzca una interrupción inesperada del suministro de hormigón y no exista tiempo suficiente para realizar ensayos y una evaluación, o en pequeñas estructuras donde no se justifica el costo de las mezclas de prueba.

5.5- Reducción de la resistencia promedio

Conforme se tenga disponibles más datos durante la construcción, se permite reducir la cantidad por la que el valor f'_{cr} debe exceder el valor especificado f'_c , siempre que:

- (a) Estén disponibles los resultados de 30 o más ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos exceda al requerido por la [sección 5.3.2.1](#), empleando una desviación estándar calculada de acuerdo con la [sección 5.3.1.1](#), ó
- (b) Estén disponibles los resultados de 15 a 29 ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos exceda al requerido por la [sección 5.3.2.1](#), utilizando una desviación estándar calculada de acuerdo con la [sección 5.3.1.2](#), y
- (c) Se cumpla con los requisitos de exposición especial del [Capítulo 4](#).

5.6- Evaluación y aceptación del hormigón

5.6.1 – El hormigón debe ensayarse de acuerdo con los requerimientos de las [secciones 5.6.2](#) a la 5.6.5. Los ensayos de hormigón fresco realizados en terreno, la preparación de probetas que requieran de un curado bajo condiciones de obra,

C5.6- Evaluación y aceptación del hormigón

Una vez que se ha seleccionado la dosificación y se ha iniciado la obra, los criterios para la evaluación y aceptación del hormigón se pueden obtener de la [sección 5.6](#).

En el código se han hecho esfuerzos para proporcionar una base clara y precisa para evaluar la aceptación del hormigón, así como para indicar el curso de acción que debe seguirse cuando los resultados de los ensayos de resistencia no son satisfactorios.

C5.6.1 – Los técnicos de terreno y laboratorio pueden establecer su calificación siendo certificados a través de programas de certificación. Los técnicos de terreno a cargo del muestreo del hormigón, de ensayos de asentamiento, peso unita-

CÓDIGO

la preparación de probetas que se vayan a ensayar en laboratorio y el registro de temperaturas del hormigón fresco mientras se preparan las probetas de resistencia debe ser realizado por técnicos calificados en ensayos de terreno. Todos los ensayos de laboratorio deben ser realizados por técnicos de laboratorio calificados.

5.6.2- Frecuencia de los ensayos

5.6.2.1- Las muestras para los ensayos de resistencia de cada clase de hormigón colocado cada día deben tomarse no menos de una vez al día, ni menos de una vez cada 120 m³ de hormigón, ni menos de una vez cada 500 m² de superficie de losas o muros.

5.6.2.2- Cuando en un proyecto dado el volumen total de hormigón sea tal que la frecuencia de ensayos requerida por la [sección 5.6.2.1](#) proporcione menos de cinco ensayos de resistencia para cada clase dada de hormigón, los ensayos deben hacerse por lo menos en cinco amasadas seleccionadas al azar, o en cada amasada cuando se empleen menos de cinco.

COMENTARIO

rio, rendimiento, contenido de aire y temperatura; y de la fabricación y curado de probetas debieran estar certificados de acuerdo con los requisitos del programa de certificación ACI para Técnicos en Ensayos de Terreno – Grado I, o según los requisitos de ASTM C 1077,^{5.3} o un programa equivalente. El personal de ensayo de laboratorio debiera estar certificado de acuerdo con los requisitos para Técnico en Ensayos de Hormigón en Laboratorio, Técnico en Ensayo de Resistencia del Hormigón del ACI, o de acuerdo con los requisitos de ASTM C 1077.

C5.6.2- Frecuencia de los ensayos

C5.6.2.1- Los siguientes tres criterios establecen la mínima frecuencia de muestreo requerida para cada clase de hormigón:

- (a) Una vez cada día que se coloque determinada clase, pero no menos que
- (b) Una vez por cada 120 m³ de cada clase colocada cada día, ni menor que
- (c) Una vez por cada 500 m² de superficie de losa o muro hormigonada cada día.

Sólo debe considerarse un lado de la losa o muro al calcular su superficie. Si el espesor promedio de la losa o del muro es menor que 250 mm, el criterio (c) requerirá de un muestreo mayor a una vez por cada 120 m³ colocados.

C5.6.2.2- Las muestras para los ensayos de resistencia deben tomarse estrictamente al azar, si se pretende evaluar adecuadamente la aceptación del hormigón. Para ser representativa, la elección del momento de muestreo, o de los lotes de hormigón a muestrearse, debe hacerse al azar dentro del período de hormigonado. Si las mezclas que se van a

CÓDIGO

COMENTARIO

5.6.2.3- Cuando la cantidad total de una clase dada de hormigón sea menor que 40 m^3 , no se requieren ensayos cuando se envíe a la autoridad pública, y sea aprobado por ella, evidencia de que la resistencia es satisfactoria.

5.6.2.4- Un ensayo de resistencia debe ser el promedio de las resistencias de dos cilindros hechos de la misma muestra de hormigón y ensayados a 28 días o a la edad de ensayo establecida para la determinación de f'_c .

5.6.3- Probetas curadas en laboratorio

5.6.3.1- Las muestras para ensayos de resistencia deben tomarse de acuerdo con “Method of Sampling Freshly Mixed Concrete” ([ASTM C 172](#)).

5.6.3.2- Los cilindros para los ensayos de resistencia deben ser moldeados y curados en laboratorio de acuerdo con “Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field” ([ASTM C 31](#)), y deben ensayarse de acuerdo con “Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens”, ([ASTM C 39](#)).

5.6.3.3- El nivel de resistencia de una clase determinada de hormigón se considera satisfactorio si cumple con los dos requisitos siguientes:

muestrear se seleccionan basándose en la apariencia, la conveniencia, u otros criterios sesgados los conceptos estadísticos pierden su validez. No debe hacerse más de un ensayo (promedio de dos probetas hechas de la muestra, [sección 5.6.2.4](#)) de una sola amasada, y no debe agregarse agua al hormigón una vez que se haya tomado la muestra.

El método ASTM D 3665 describe los procedimientos para la selección aleatoria de las amasadas a ensayar.

C5.6.3- Probetas curadas en laboratorio

C5.6.3.3- Se da un conjunto único de criterios para la aceptación de la resistencia, el cual es aplicable a todo hormigón usado en estructuras diseñadas de acuerdo con el código, sin tomar en cuenta el método de diseño utilizado. Se considera que la resis-

CÓDIGO

- (a) Cada promedio aritmético de tres ensayos de resistencia consecutivos es igual o superior a f'_c .
- (b) Ningún resultado individual del ensayo de resistencia (promedio de dos cilindros) es menor que f'_c por más de 3.5 MPa.

5.6.3.4- Cuando no se cumpla con cualquiera de los dos requisitos de la sección 5.6.3.3, deben tomarse las medidas necesarias para incrementar el promedio de los resultados de los siguientes ensayos de resistencia. Cuando no se satisfagan los requisitos de la sección 5.6.3.3 (b) deben observarse los requisitos de la [sección 5.6.5](#).

COMENTARIO

tencia del hormigón es satisfactoria si el promedio de cualquier conjunto de tres ensayos consecutivos permanece por encima de la resistencia f'_c especificada, y ningún ensayo individual de resistencia resulta menor que f'_c en más de 3.5 MPa. La evaluación y aceptación del hormigón se puede realizar inmediatamente a medida que los resultados de los ensayos se reciben durante el transcurso de la obra. En ocasiones se pueden dar ensayos de resistencia que no cumplan con estos criterios (probablemente cerca de uno en 100 ensayos), aun cuando el nivel de resistencia y la uniformidad del hormigón sean satisfactorios. Debe haber tolerancia para tales desviaciones estadísticas previsibles al decidir si el nivel de resistencia que se produce es adecuado o no. En términos de probabilidad de falla, el criterio de un resultado de resistencia individual mínima de 3.5 MPa menor que f'_c se adapta por sí mismo más rápidamente a un número pequeño de ensayos. Por ejemplo, si únicamente se hacen cinco ensayos en una obra pequeña, es evidente que cuando los resultados de cualquiera de ellos (promedio de dos cilindros) sean menores que f'_c en más de 3.5 MPa, el criterio no se cumple.

C5.6.3.4- Cuando el hormigón no cumple con cualquiera de los requisitos de resistencia de la [sección 5.6.3.3](#), deben tomarse medidas para incrementar el promedio de los resultados de los ensayos del hormigón. Si se ha suministrado el suficiente hormigón para acumular por lo menos 15 ensayos, éstos deben utilizarse a fin de establecer una nueva meta de resistencia promedio tal como se describe en la [sección 5.3](#).

Cuando se han hecho menos de 15 ensayos para la clase de hormigón en cuestión, el nuevo nivel por alcanzar debe ser al menos igual al nivel promedio empleado en la dosificación inicial. Cuando el promedio con los ensayos disponibles hechos en el proyecto iguala o es mayor que el nivel empleado en la dosificación inicial, se requiere un incremento adicional en el nivel promedio.

CÓDIGO

COMENTARIO

Las medidas que se tomen a fin de incrementar el nivel promedio de los resultados dependen de las circunstancias particulares, pero pueden incluir una o más de las siguientes alternativas:

- (a) Incremento en el contenido de cemento;
- (b) Cambios en las dosificaciones;
- (c) Mejor control o reducción del asentamiento;
- (d) Reducción del tiempo de entrega;
- (e) Control más estricto del contenido de aire.
- (f) Mejoramiento de la calidad de los ensayos, lo que incluye un estricto cumplimiento de los procedimientos estándar de ensayo.

Tales cambios en los procedimientos de ensayo y operación, o los cambios en el contenido de cemento o en el asentamiento, no requieren de una nueva autorización formal según los procedimientos de la [sección 5.3](#). No obstante, cambios importantes en las fuentes de cemento, los agregados o los aditivos deben estar acompañados por evidencia de que se mejorará el nivel promedio de resistencia.

Los cilindros o testigos para ensayos de laboratorio para determinar el cumplimiento de estos requisitos deben ser acreditados o inspeccionados para ver que se cumplan los requisitos de [ASTM C 1077^{5.3}](#) por una agencia reconocida tal como la American Association for Laboratory Accreditation, (AALA), AASHTO Materiales Reference Laboratory (AMRL), National Voluntary Laboratory Accreditation Program (NVLAP), Cement and Concrete Reference Laboratory (CCRL), o alguna otra agencia equivalente.

CÓDIGO

5.6.4- Probetas curadas en obra

5.6.4.1- Si lo solicita la autoridad pública, deben proporcionarse ensayos de resistencia de cilindros curados en condiciones de obra.

5.6.4.2- Los cilindros curados en obra deben curarse en condiciones de obra de acuerdo con “Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field” ([ASTM C 31](#)).

5.6.4.3- Los cilindros de ensayo curados en obra deben moldearse al mismo tiempo y desde las mismas muestras que los cilindros de ensayo curados en laboratorio.

5.6.4.4- Los procedimientos para proteger y curar el hormigón deben mejorarse cuando la resistencia de cilindros curados en la obra, a la edad de ensayo establecida para determinar f'_c , sea inferior al 85% de la resistencia de cilindros compañeros curados en laboratorio. La limitación del 85% no se aplica cuando la resistencia de aquellos que fueron curados en la obra exceda a f'_c en más de 3.5 MPa.

5.6.5- Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia

5.6.5.1- Si cualquier ensayo de resistencia ([sección 5.6.2.4](#)) de cilindros curados en el laboratorio es menor que el valor especificado f'_c por más de 3.5 MPa [[sección 5.6.3.3\(b\)](#)], o si los ensayos de cilindros curados en la obra indican deficiencia de pro-

COMENTARIO

C5.6.4- Probetas curadas en obra

C5.6.4.1- Los ensayos de resistencia de probetas curadas bajo condiciones de obra pueden requerirse para chequear lo adecuado del curado y protección del hormigón en la estructura.

C5.6.4.4- En el código se proporcionan guías para la interpretación de los ensayos de probetas curadas en obra. Las investigaciones han demostrado que las probetas protegidas y curadas para representar una buena práctica en obra, no deben tener una resistencia menor a aproximadamente el 85 por ciento de la resistencia de probetas estándar con curado húmedo en laboratorio. Este porcentaje se ha establecido únicamente como una base racional para juzgar el curado en obra. La comparación se hace sobre las resistencias reales de probetas compañeras curadas en la obra y en laboratorio, y no entre probetas curadas en obra y el valor especificado de f'_c . Sin embargo, los resultados para las probetas curadas en obra se consideran satisfactorios si exceden la resistencia f'_c especificada en más de 3.5 MPa, aun cuando fallen en alcanzar el 85% de la resistencia de las probetas compañeras curadas en el laboratorio.

C5.6.5- Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia

Se dan instrucciones respecto al procedimiento que debe seguirse cuando los ensayos de resistencia no cumplan con los criterios de aceptación especificados. Por razones obvias, estas instrucciones no pueden ser dogmáticas. La Autoridad Pública debe

tección y de curado ([sección 5.6.4.4](#)), deben tomarse medidas para asegurar que no se pone en peligro la capacidad de carga de la estructura.

5.6.5.2- Si se confirma que el hormigón es de baja resistencia y los cálculos indican que la capacidad de carga está reducida significativamente, deben permitirse ensayos de testigos extraídos de la zona en cuestión, de acuerdo con “Method of Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete” ([ASTM C 42](#)). En esos casos deben tomarse tres testigos por cada resultado del ensayo de resistencia que sea menor que f'_c en más de 3.5 MPa.

5.6.5.3- Si el hormigón de la estructura va a estar seco en las condiciones de servicio, los testigos deben secarse al aire (temperatura entre 15 y 30°C, humedad relativa menor del 60%) durante 7 días antes del ensayo, y deben ensayarse secos. Si el hormigón de la estructura va a estar más que superficialmente húmedo en las condiciones de servicio, los testigos deben sumergirse en agua por lo menos durante 40 horas y ensayarse húmedos.

5.6.5.4- El hormigón de la zona representada por los testigos se considera estructuralmente adecuado si el promedio de tres testigos es por lo menos igual al 85% de f'_c , y ningún testigo tiene una resistencia menor del 75% de f'_c . Cuando los testigos den valores erráticos, se permite extraer testigos adicionales de la misma zona.

5.6.5.5- Si no se satisfacen los criterios de la [sección 5.6.5.4](#), y si persisten las dudas con respecto a la confiabilidad estructural, la autoridad responsable está facultada para ordenar pruebas de carga de acuerdo al capítulo 20 para la parte dudosa de la estructura, o para tomar otras medidas según las circunstancias.

aplicar su juicio sobre la verdadera importancia de los resultados bajos y si se justifica una preocupación adicional. Si se juzga necesario efectuar investigaciones adicionales, éstas pueden incluir ensayos no destructivos o, en casos extremos, ensayos de resistencia de testigos tomados de la estructura.

Los ensayos no destructivos del hormigón en obra, tales como: penetración de sonda, rebote de martillo, velocidad de pulso ultrasónico, o arrancamiento, pueden ser útiles para determinar si una porción de la estructura realmente contiene o no hormigón de baja resistencia. Dichos ensayos son valiosos principalmente si se consideran dentro de la misma obra, más que como mediciones cuantitativas de resistencia. Para testigos, si se requieren, se dan criterios de aceptación conservadores capaces de asegurar la suficiencia estructural para casi cualquier tipo de construcción [5.4-5.7](#). Las resistencias bajas pueden, por supuesto, tolerarse en muchas circunstancias, pero esto queda a juicio de la Autoridad Pública y del ingeniero diseñador. Cuando los ensayos de testigos no demuestren con seguridad lo adecuado de la estructura, puede ser práctico, especialmente en el caso de sistemas de techos o entresijos, que la Autoridad Pública solicite una prueba de carga ([capítulo 20](#)). A falta de pruebas de carga, si el tiempo y las condiciones lo permiten, puede hacerse un esfuerzo para mejorar la resistencia del hormigón, recurriendo a un curado húmedo suplementario. La efectividad de dicho tratamiento debe ser verificada mediante evaluaciones adicionales de resistencia, por los procedimientos anteriormente expuestos.

Debe observarse que los ensayos de testigos que tengan un promedio del 85% de la resistencia especificada son totalmente adecuados. No es realista esperar que los ensayos de testigos den resistencias iguales a f'_c , ya que las diferencias en el tamaño de las probetas, las condiciones para obtener las muestras y los procedimientos de curado no permiten que se obtengan valores iguales.

CÓDIGO

COMENTARIO

El código, según lo establecido, se preocupa por garantizar la seguridad estructural; y las indicaciones de la [sección 5.6](#) están dirigidas a ese objetivo. No es función del código asignar responsabilidades por deficiencias en la resistencia, sean o no de índole tal que necesiten medidas correctivas.

Bajo los requisitos de esta sección, los testigos que se obtengan para confirmar la suficiencia estructural usualmente serán tomados a edades posteriores a las especificadas para la determinación de f'_c .

5.7- Preparación del equipo y del lugar de colocación

5.7.1- La preparación previa a la colocación del hormigón debe incluir lo siguiente:

- (a) Todo equipo de mezclado y transporte del hormigón debe estar limpio;
- (b) Deben retirarse todos los escombros y el hielo de los espacios que serán ocupados por el hormigón;
- (c) Los moldajes deben estar recubiertos con un desmoldante adecuado.
- (d) Las unidades de albañilería de relleno en contacto con el hormigón deben estar bien mojadas;
- (e) La armadura debe estar completamente libre de hielo o de otros recubrimientos nocivos;
- (f) El agua libre debe ser retirada del lugar de colocación del hormigón antes de depositarlo, a menos que se vaya a emplear un tubo para hormigonado bajo agua (tremie) o que lo permita la autoridad pública;
- (g) La superficie del hormigón endurecido debe estar libre de lechada y de otros materiales sueltos antes de colocar hormigón adicional sobre ella.

C5.7- Preparación del equipo y del lugar de colocación

En “**Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete**” del Comité ACI 304^{5.8}, se describen en detalle las recomendaciones para el mezclado, manejo, transporte y colocación del hormigón. (Presenta métodos y procedimientos de control, manejo, almacenamiento de materiales, medición, tolerancias para la dosificación, mezclado, métodos de colocación, transporte y colocación.)

La atención está dirigida a la necesidad de emplear equipo limpio y limpiar completamente los moldes y la armadura antes de proceder a colocar el hormigón. En particular deben eliminarse el aserrín, los clavos, los pedazos de madera y otros desechos que se acumulan dentro de los moldes. La armadura debe estar completamente libre de hielo, mugre, óxido suelto, escoria de fundición y otros recubrimientos. Debe retirarse el agua de los moldes.

5.8- Mezclado

5.8.1- Todo hormigón debe mezclarse hasta que se logre una distribución uniforme de los materiales, y la mezcladora debe descargarse completamente antes de que se vuelva a cargar.

5.8.2- El hormigón premezclado debe mezclarse y entregarse de acuerdo con los requisitos de “Specification for Ready-Mixed Concrete” ([ASTM C 94](#)) o “Specification of Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing” ([ASTM C 685](#)).

5.8.3- El hormigón mezclado en obra se debe mezclar de acuerdo con lo siguiente:

- (a) El mezclado debe hacerse en una mezcladora de un tipo aprobado;
- (b) La mezcladora debe hacerse girar a la velocidad recomendada por el fabricante;
- (c) El mezclado debe prolongarse por lo menos durante 90 segundos después de que todos los materiales estén dentro del tambor, a menos que se demuestre que un tiempo menor es satisfactorio mediante ensayos de uniformidad de mezclado, según “Specification for Ready-Mixed Concrete” ([ASTM C 94](#)).
- (d) El manejo, la dosificación y el mezclado de los materiales deben cumplir con las disposiciones aplicables de “Specification for Ready-Mixed Concrete” ([ASTM C 94](#)).
- (e) Debe llevarse un registro detallado para identificar:
 - (1) Número de amasadas producidas;
 - (2) Dosificación del hormigón producido;
 - (3) Ubicación aproximada de colocación de cada amasada;

C5.8- Mezclado

Un hormigón de calidad uniforme y satisfactoria requiere que los materiales se mezclen totalmente hasta que tengan una apariencia uniforme y todos los componentes se hayan distribuido. Las muestras tomadas de distintas porciones de una cachada deben tener en esencia el mismo peso unitario, contenido de aire, asentamiento y contenido de agregado grueso. En la norma [ASTM C 94](#) se especifican los métodos de ensayo para la uniformidad del mezclado. El tiempo necesario para el mezclado depende de muchos factores, que incluyen el volumen de la mezcla, su rigidez, tamaño y granulometría del agregado y la eficiencia de la mezcladora. Deben evitarse tiempos de mezclado excesivamente prolongados, ya que pueden moler los agregados.

Ver también NCh 1934 Of 92 “Hormigón preparado en central hormigonera”

CÓDIGO

- (4) Hora y fecha del mezclado y del hormigonado;

5.9- Transporte

5.9.1- El hormigón debe transportarse desde la mezcladora al sitio final de colocación empleando métodos que eviten la segregación o la pérdida de material.

5.9.2- El equipo de transporte debe ser capaz de proporcionar un abastecimiento de hormigón en el sitio de colocación sin segregación de los componentes, y sin interrupciones que pudieran causar pérdidas de plasticidad entre capas sucesivas de hormigonado.

5.10- Colocación

5.10.1- El hormigón debe depositarse lo más cerca posible de su ubicación final para evitar la segregación debida a su manipulación o desplazamiento.

5.10.2- El hormigonado debe efectuarse a tal velo-

COMENTARIO

C5.9- Transporte

Cada paso en el manejo y transporte del hormigón necesita ser controlado a fin de mantener la uniformidad dentro de una amasada determinada así como también entre amasadas. Es esencial evitar segregación entre el agregado grueso y el mortero o entre el agua y los demás componentes.

El código requiere que el equipo de manejo y transporte del hormigón sea capaz de suministrar continua y confiablemente hormigón al lugar de colocación bajo todas las condiciones y para todos los métodos de colocación. Las disposiciones de la [sección 5.9](#) se aplican a todos los métodos de colocación, incluyendo bombas, cintas transportadoras, sistemas neumáticos, carretillas, vagonetas, cachos y tubos tremie.

Puede haber una pérdida considerable de resistencia del hormigón cuando se bombea a través de una tubería de aluminio o de aleaciones de aluminio.^{5.9} Se ha demostrado que el hidrógeno que se genera por la reacción entre los álcalis del cemento y la erosión del aluminio de la superficie interior de la tubería provoca una reducción de la resistencia de hasta un 50%. Por consiguiente, no debe utilizarse equipo hecho de aluminio o de aleaciones de aluminio para tuberías de bombeo, tubos tremie o canoas a menos que sean cortos tales como los que se emplean para descargar el hormigón de un camión mixer.

C5.10- Colocación

La manipulación excesiva del hormigón puede provocar la segregación de los materiales. Por consiguiente, en el código se toman precauciones contra esta práctica. No debe permitirse la adición de agua para retemplar hormigón parcialmente fraguado, a menos que se tenga autorización especial. Sin em-

CÓDIGO

cidad que el hormigón conserve su estado plástico en todo momento y fluya fácilmente dentro de los espacios entre la armadura.

5.10.3- No debe colocarse en la estructura el hormigón que haya fraguado parcialmente, o que se haya contaminado con materiales extraños.

5.10.4- El hormigón retemplado o aquél que se haya remezclado después del fraguado inicial no debe utilizarse, a menos sea aprobado por el Ingeniero.

5.10.5- Una vez iniciado el hormigonado, éste debe efectuarse en una operación continua hasta que se termine el llenado del paño o sección, definida por sus límites o juntas predeterminadas, excepto en lo permitido o prohibido por la [sección 6.4](#).

5.10.6- La superficie superior de las capas hormigonadas verticalmente por lo general deben estar a nivel.

5.10.7- Cuando se necesiten juntas de hormigonado, éstas deben hacerse de acuerdo con la sección 6.4.

5.10.8- Todo hormigón debe compactarse cuidadosamente por medios adecuados durante la colocación, y debe acomodarse por completo alrededor de la armadura y de las instalaciones embebidas, y dentro de las esquinas de los moldajes.

COMENTARIO

bargo, esto no excluye a la práctica (aprobada en la [ASTM C 94](#)) de agregar agua al hormigón mezclado para alcanzar el rango especificado de asentamiento, siempre que no se violen los límites prescritos para tiempo máximo de mezclado y para la razón agua/cemento.

La sección 5.10.4. de la edición de 1971 indicaba que “cuando las condiciones hagan difícil la compactación, o donde esté congestionada la armadura, se depositará primero en los moldes una capa de mortero, de por lo menos 25 mm, que tenga la misma proporción de cemento, arena y agua que la usada en el hormigón”. Este requisito fue eliminado en 1977, puesto que las condiciones para las que era aplicable no podían definirse con suficiente precisión para justificar su inclusión. No obstante, la práctica tiene sus méritos y podría incorporarse en las especificaciones de la obra si resultara apropiado, asignando de preferencia la responsabilidad de su aplicación al inspector de la obra. El uso de capas de mortero ayuda a prevenir la formación de nidos y la deficiente adherencia del hormigón con la armadura. El mortero debe colocarse inmediatamente antes de depositar el hormigón, y su estado debe ser plástico (ni rígido ni fluido) cuando se coloque el hormigón.

En “**Guide for Consolidation of Concrete**” del Comité ACI 309^{5.10}, se proporcionan recomendaciones detalladas para la compactación del hormigón. (Presenta información actualizada acerca del mecanismo de la compactación, y da recomendaciones sobre las características del equipo y de los procedimientos para diversas clases de hormigón).

5.11- Curado

5.11.1- A menos que el curado se realice de acuerdo con la [sección 5.11.3](#), el hormigón debe mantenerse a una temperatura sobre 10°C y en condiciones de humedad por lo menos durante los primeros 7 días después de la colocación (excepto para hormigón de alta resistencia inicial).

5.11.2- El hormigón de alta resistencia inicial debe mantenerse sobre 10°C y en condiciones de humedad por lo menos los primeros 3 días, excepto cuando se cure de acuerdo con la [sección 5.11.3](#).

5.11.3- Curado acelerado

5.11.3.1- El curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, u otro proceso aceptado, puede emplearse para acelerar el desarrollo de resistencia y reducir el tiempo de curado.

5.11.3.2- El curado acelerado debe proporcionar una resistencia a la compresión del hormigón, en la etapa de carga considerada, por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida en dicha etapa de carga.

5.11.3.3- El procedimiento de curado debe ser tal que produzca un hormigón con una durabilidad equivalente al menos a la de los métodos de curado indicados en [5.11.1](#) ó [5.11.2](#).

5.11.4- Cuando lo requiera el ingeniero estructural o el arquitecto, deben realizarse ensayos complementarios de resistencia, de acuerdo con la [sección 5.6.4](#), para asegurar que el curado sea satisfactorio.

C5.11- Curado

En “**Standard Practice for Curing Concrete**”, del Comité ACI 308^{5.11} se dan recomendaciones para el curado del hormigón. (Describe los principios básicos para el curado, al igual que diversos métodos, procedimientos y materiales para curar el hormigón.)

C5.11.3- Curado acelerado

Las disposiciones de esta sección se aplican siempre que se emplee un método de curado acelerado, ya sea para elementos prefabricados o moldeados en la obra. La resistencia a la compresión de un hormigón curado con vapor no es tan alta como la de un hormigón semejante curado continuamente en condiciones de humedad con temperaturas moderadas. Asimismo, el módulo de elasticidad E_c de probetas curadas con vapor puede diferir con respecto a probetas curadas con humedad a temperaturas normales. Cuando se use el curado con vapor, es aconsejable fundamentar la dosificación de la mezcla en el ensayo de probetas curadas con vapor.

Los procedimientos de curado acelerado requieren una atención cuidadosa para obtener resultados uniformes y satisfactorios. Es esencial evitar la pérdida de humedad durante el proceso de curado.

C5.11.4- Además de requerir una temperatura y tiempo mínimo de curado para el hormigón normal y el de alta resistencia inicial, el código proporciona en la [sección 5.6.4](#) un criterio específico para juzgar el curado en obra. A la edad de ensayo para la que se ha especificado la resistencia (generalmente 28 días) las probetas curadas en obra deben

tener resistencias no menores del 85% de las probetas compañeras curadas en el laboratorio. Para poder hacer una comparación razonablemente válida las probetas curadas en obra y las compañeras curadas en el laboratorio deben ser de la misma muestra. Las probetas curadas en obra deben curarse en condiciones idénticas a las de la estructura. Si ésta está protegida de la interperie, la probeta debe protegerse en forma semejante.

Las probetas relacionados con los elementos estructurales que no estén directamente expuestos a la acción del clima deben curarse al lado de dichos elementos, y deben tener del mismo grado de protección y tipo de curado. Las probetas de obra no deben tratarse de manera más favorable que a los elementos que representan. (Para información adicional véase la [sección 5.6.4](#)). Si las probetas curadas en obra no proporcionan una resistencia satisfactoria por esta comparación, deben tomarse medidas para mejorar el curado de la estructura. Si los ensayos indican una posible deficiencia seria en la resistencia del hormigón de la estructura, pueden requerirse ensayos de testigos, con o sin un curado húmedo suplementario, a fin de verificar lo adecuado de la estructura, como lo dispone la [sección 5.6.5](#).

5.12- Requisitos para tiempo frío

5.12.1- Debe disponerse de un equipo adecuado con el fin de calentar los materiales para la fabricación del hormigón y protegerlo contra temperaturas de congelación o cercanas a ella.

C5.12- Requisitos para tiempo frío

En “**Cold Weather Concreting**” del Comité ACI 306^{5.12} se proporcionan recomendaciones detalladas para la colocación del hormigón en tiempo frío. (Presenta los requisitos y métodos para producir hormigón satisfactorio en tiempo frío).

CÓDIGO

COMENTARIO

5.12.2- Todos los materiales componentes del hormigón y todo el acero de refuerzo, el moldaje, los rellenos y el terreno con el que habrá de estar en contacto el hormigón deben estar libres de escarcha.

5.12.3- No deben utilizarse materiales congelados o que contengan hielo.

5.13- Requisitos para tiempo caluroso

En tiempo caluroso debe darse adecuada atención a los materiales componentes, a los métodos de producción, al manejo, a la colocación, a la protección y al curado a fin de evitar temperaturas excesivas en el hormigón o la evaporación del agua, lo cual podría dañar la resistencia requerida o la serviciabilidad del elemento o de la estructura.

C5.13- Requisitos para tiempo caluroso

En “**Hot Weather Concreting**”, del Comité ACI 305^{5.13} se dan recomendaciones para el colocación del hormigón en tiempo caluroso. (Define los factores del tiempo caluroso que afectan las propiedades del hormigón y las prácticas de construcción, y recomienda las medidas que se deben tomar a fin de eliminar o minimizar los efectos nocivos.)

CAPÍTULO 6

MOLDAJES, TUBERÍAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

6.1- Diseño de moldajes

6.1.1- Los moldajes deben dar como resultado una estructura que cumpla con la forma, los niveles y las dimensiones de los elementos según lo establecido en los planos de cálculo y en las especificaciones.

6.1.2- Los moldajes deben ser esencialmente y suficientemente herméticos para impedir la fuga del mortero.

6.1.3- Los moldajes deben estar adecuadamente apuntalados o unidos entre si, de tal manera que conserven su forma y posición.

6.1.4- Los moldajes y sus apoyos deben diseñarse de tal manera que no se dañe la estructura previamente construida.

6.1.5- El diseño de los moldajes debe tomar en cuenta los siguientes factores:

- (a) Velocidad y método de colocación del hormigón.
- (b) Cargas de construcción, incluyendo carga vertical, horizontal y de impacto.
- (c) Requisitos especiales de los moldajes, necesarios para la construcción de cáscaras, placas plegadas, domos, hormigón arquitectónico u otros tipos de elementos similares.

C6.1- Diseño de moldajes

En el capítulo 6 se especifican solamente los requisitos mínimos de comportamiento para los moldajes, necesarios para la seguridad y la salud pública. Los moldajes para el hormigón, incluyendo el diseño, la construcción y la remoción exigen un criterio bien fundado y una acertada planificación, a fin de lograr moldajes que sean tanto económicos como seguros. En **“Guide to Formwork for Concrete”** presentado por el Comité ACI347^{6.1}, se proporciona información detallada acerca de los moldajes para el hormigón. (Presenta recomendaciones para el diseño, la construcción y los materiales de los moldajes, moldes para estructuras especiales y moldajes para métodos especiales de construcción. Aunque están dirigidos principalmente a los contratistas, los criterios sugeridos sirven de ayuda a ingenieros y arquitectos en la preparación de las especificaciones de la obra.)

“Formwork for Concrete”^{6.2} preparado bajo la dirección del Comité ACI 347. (Instructivo para contratistas, ingenieros y arquitectos siguiendo las guías establecidas en ACI 347. Se analiza la planificación, construcción y uso de los moldajes, incluyendo tablas, diagramas y fórmulas para las cargas de diseño de los moldajes.)

6.1.6- Los moldes para elementos de hormigón pretensado deben estar diseñados y contruidos de manera que permitan el desplazamiento del elemento sin causar daños durante la aplicación de la fuerza de pretensado.

6.2- Desmolde, retiro de alzaprimas y alzaprimas de reapuntalamiento

6.2.1- Desmolde

Los moldajes deben ser retirados de tal manera que no se afecte negativamente la seguridad o serviciabilidad de la estructura. El hormigón expuesto por el desmolde debe tener suficiente resistencia para no ser dañado por las operaciones de desmolde.

6.2.2- Retiro de alzaprimas y alzaprimas de reapuntalamiento

Las disposiciones de las secciones 6.2.2.1 a la 6.2.2.3 se deben aplicar a vigas y losas excepto cuando sean moldeadas contra el suelo.

6.2.2.1- Antes de iniciar la construcción, el constructor debe desarrollar un procedimiento y un itinerario para la remoción de las alzaprimas y para la instalación de las alzaprimas de reapuntalamiento, y para calcular las cargas transferidas a la estructura durante el proceso.

- (a) El análisis estructural y los datos sobre resistencia del hormigón empleados en la planificación e implementación del desmolde y retiro de alzaprimas deben ser proporcionados por el constructor a la autoridad pública cuando esta lo requiera;
- (b) Ninguna carga de construcción debe ser apoyada sobre, ni ninguna alzaprima removida desde, cualquier parte de la estructura en construcción, excepto cuando esa porción de la es-

C6.2- Desmolde, retiro de alzaprimas y alzaprimas de reapuntalamiento

Para determinar el tiempo de desmolde deben considerarse las cargas de construcción y las posibles deformaciones.^{6.3} Las cargas de construcción son, frecuentemente, por lo menos tan altas como las sobrecargas de diseño. A edades tempranas, una estructura puede ser bastante resistente para soportar las cargas aplicadas, pero deformarse lo suficiente como para que se produzca un daño permanente.

La evaluación de la resistencia del hormigón durante la construcción puede llevarse a cabo utilizando probetas curadas en obra, o mediante otros procedimientos aprobados por la Autoridad Pública, tales como:

- (a) Ensayos de cilindros moldeados en obra, de acuerdo con “Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast-in-Place in Cylindrical Molds”(ASTM C 873). (El empleo de este método está limitado a losas de hormigón cuyo espesor sea de 125 a 300 mm.)
- (b) Resistencia a la penetración de acuerdo con “Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete”(ASTM C 803).
- (c) Resistencia al arrancamiento de acuerdo con “Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete”(ASTM C 900).

CÓDIGO

estructura en combinación con el sistema de moldaje y alzaprimas aún existente tenga suficiente resistencia para soportar de manera segura su propio peso y las cargas colocadas sobre ella;

- (c) La suficiencia de resistencia debe ser demostrada a través del análisis estructural considerando las cargas propuestas, la resistencia del sistema de moldaje y alzaprimado, y la resistencia del hormigón. La resistencia del hormigón debe estar basada en ensayos de probetas curadas en obra o, cuando lo apruebe la autoridad pública, en otros procedimientos para evaluar la resistencia del hormigón.

6.2.2.2- Ninguna carga de construcción que exceda la suma de la carga permanente más la sobrecarga especificada debe ser soportada por una porción no alzaprimada de la estructura en construcción, a menos que un análisis indique que existe suficiente resistencia para soportar esas cargas adicionales.

6.2.2.3- Los apoyos de moldajes para elementos de hormigón pretensado no deben ser removidos hasta que se haya aplicado el suficiente pretensado para permitir que el elemento soporte su propio peso y las cargas de construcción previstas.

COMENTARIO

- (d) Correlación y mediciones del factor de madurez, de acuerdo con ASTM C 1074.^{6.4}

Los procedimientos (b), (c) y (d) requieren datos suficientes empleando materiales de la obra, para demostrar la correlación de las mediciones en la estructura con la resistencia a la comprensión de cilindros moldeados o de testigos.

Cuando la estructura está debidamente apoyada en puntales, los moldes laterales de vigas, vigas principales, columnas, muros y otros moldajes verticales semejantes se pueden remover generalmente después de 12 hrs. de tiempo de curado acumulado, siempre que los moldes laterales no tengan cargas diferentes a las de la presión del hormigón plástico. El término “tiempo de curado acumulado” representa la suma de períodos, no necesariamente consecutivos, durante los cuales la temperatura del aire que rodea al hormigón es de más de 10°C. Las 12 hrs. de tiempo de curado acumulado se basan en cementos normales y en condiciones ordinarias; el uso de cementos especiales o condiciones no usuales puede requerir un ajuste de los límites dados. Por ejemplo, en el hormigón hecho con cementos Tipo II o V (ASTM C 150), o cementos especificados en la norma ASTM C 595, en hormigón que contiene aditivos retardantes y en hormigón al cual se le ha añadido hielo durante el mezclado (para bajar la temperatura del hormigón fresco) puede no haberse desarrollado la resistencia suficiente en 12 hrs. y debiera ser investigando antes de remover el molde.

El retiro de moldes en construcciones de varios niveles debe formar parte de un procedimiento planificado, en el cual se toman en consideración el soporte temporal de la totalidad de la estructura al igual que el de cada uno de los elementos estructurales individuales. Dicho procedimiento debe pla-

CÓDIGO

COMENTARIO

nificarse antes de iniciar la construcción y se debe basar en un análisis estructural, tomando en consideración, por lo menos, las siguientes condiciones:

- (a) El sistema estructural que existe en las diversas etapas de la construcción y las cargas de construcción correspondientes a dichas etapas;
- (b) La resistencia del hormigón a diversas edades durante la construcción;
- (c) La influencia de las deformaciones de la estructura y del sistema de apuntalamiento en la distribución de las cargas permanentes y de las cargas de construcción, durante las diversas etapas de construcción;
- (d) La resistencia y espaciamiento de los puntales o de los sistemas de apuntalamiento utilizados, al igual que el método de apuntalamiento, arriostramiento, remoción de moldajes y reapuntalamiento, incluyendo los períodos mínimos entre las diversas operaciones;
- (e) Cualquier otra carga o condición que afecte la seguridad o durabilidad de la estructura durante la construcción.

Para construcciones de varios niveles, la resistencia del hormigón durante las distintas etapas de construcción debe estar respaldada por probetas curadas en la obra o por otros métodos aprobados.

CÓDIGO

6.3- Tuberías y ductos embebidos en el hormigón

6.3.1- Las tuberías, ductos e insertos de cualquier material que no sea perjudicial para el hormigón y estén dentro de las limitaciones de la [sección 6.3](#), se pueden dejar embebidos en el hormigón con la aprobación del Ingeniero estructural, siempre que se considere que ellos no reemplazan estructuralmente al hormigón desplazado.

6.3.2- Las tuberías y ductos de aluminio no deben dejarse embebidos en el hormigón estructural, a menos que se recubran o se pinten adecuadamente para evitar la reacción hormigón-aluminio, o la acción electrolítica entre el aluminio y el acero.

6.3.3- Los ductos, tuberías e insertos que pasen a través de losas, muros o vigas, no deben debilitar significativamente la resistencia de la estructura.

6.3.4- Los ductos y tuberías, junto con sus conexiones, embebidas en una columna, no deben ocupar más del 4% del área de la sección transversal que se empleó para calcular su resistencia, o de la requerida para la protección contra el fuego.

COMENTARIO

C6.3- Tuberías y ductos embebidos en el hormigón

C6.3.1- Los ductos, tuberías e insertos que no sean perjudiciales para el hormigón pueden embeberse en él, pero el trabajo debe realizarse de manera tal que la estructura no se ponga en peligro. En la [sección 6.3](#) se dan reglas empíricas para realizar instalaciones seguras en condiciones normales, pero deben hacerse diseños especiales para condiciones no usuales. Varias ordenanzas generales de construcción han adoptado los códigos para tuberías ANSI/ASME, el B31.1 para tuberías a presión [6.5](#) y B31.3 para tuberías químicas y petrolíferas. [6.6](#) El especificador debe asegurarse que se empleen los códigos para tuberías apropiados en el diseño y las pruebas del sistema. No debe permitirse al contratista la instalación de ductos, tuberías, insertos, conductos o conexiones que no estén señalados en los planos, o no hayan sido aprobados por el Arquitecto o el Ingeniero.

Resulta importante para la integridad de la estructura que todas las uniones de los ductos y tuberías dentro del hormigón estén perfectamente ensambladas, tal como se muestra en los planos o se requiere en las especificaciones de la obra.

C6.3.2- El código prohíbe el uso de aluminio en hormigón estructural, a menos que esté perfectamente revestido o recubierto. El aluminio reacciona con el hormigón y, en presencia de iones de cloruro, puede reaccionar electrolíticamente con el acero, provocando agrietamiento o descascaramiento del hormigón. Los ductos de aluminio para instalaciones eléctricas presentan un problema especial, pues la corriente eléctrica acelera la reacción adversa.

6.3.5- Excepto cuando los planos de los ductos y tuberías hayan sido aprobados por el Ingeniero Estructural, las tuberías y ductos embebidos en una losa, muro o viga (diferentes de los que sólo pasan a través de estos elementos) deben satisfacer las secciones 6.3.5. a la 6.3.5.3.

6.3.5.1- No deben tener dimensiones exteriores mayores que $1/3$ del espesor total de la losa, del muro o de la viga, donde estén embebidos.

6.3.5.2- No deben estar espaciados a menos de 3 veces su diámetro o ancho medido de centro a centro.

6.3.5.3- No deben alterar significativamente la resistencia del elemento.

6.3.6- Se puede considerar que los ductos, tuberías e insertos sustituyen estructuralmente en compresión al hormigón desplazado si cumplen con las secciones 6.3.6.1. a 6.3.6.3.

6.3.6.1- No estén expuestos a la corrosión o a otra causa de deterioro.

6.3.6.2- Sean de acero o hierro sin recubrimiento o galvanizado, de espesor no menor que el del tubo de acero estándar número 40.

6.3.6.3- Tengan un diámetro interior nominal no superior a 50 mm y estén separados no menos de 3 diámetros medido de centro a centro.

6.3.7- Las tuberías y sus conexiones deben diseñarse para resistir los efectos del material, la presión y la temperatura a las cuales van a quedar sometidas.

6.3.8- Ningún líquido, gas o vapor, excepto el agua

C6.3.7- La edición 1983 del ACI 318 limitaba a 1.4 MPa la presión máxima en las tuberías embebidas, lo que se consideró demasiado restrictivo. Sin embargo, deben considerarse en el diseño del elemento los efectos de tales presiones y la expansión de dichas tuberías.

cuya temperatura y presión no excedan de 32°C ni de 0,35 MPa respectivamente, debe colocarse en las tuberías hasta que el hormigón haya alcanzado su resistencia de diseño.

6.3.9- En losas macizas, las tuberías deben colocarse entre las capas de armadura superior e inferior, a menos que se requiera para irradiar calor o fundir nieve.

6.3.10- El recubrimiento de hormigón para las tuberías y sus conexiones no debe ser menor de 40 mm en superficies de hormigón expuestas al aire libre o en contacto con el terreno, ni menos de 20 mm en aquellas que no estén expuestas directamente al terreno o al aire libre.

6.3.11- Debe colocarse armadura en dirección normal a la tubería, de a lo menos 0.002 veces el área de la sección de hormigón.

6.3.12- Las tuberías y ductos deben fabricarse e instalarse de tal forma que la armadura no requiera cortes, dobleces o desplazamientos fuera de su posición.

6.4- Juntas de construcción

6.4.1- La superficie de las juntas de construcción del hormigón deben limpiarse y debe quitarse la lechada.

6.4.2- Inmediatamente antes de iniciar una nueva etapa de hormigonado, deben mojarse todas las juntas de construcción y debe eliminarse el agua apozada.

C6.4- Juntas de construcción

Es importante para la integridad de la estructura que todas las juntas de construcción estén cuidadosamente definidas en los documentos de construcción y que se construyan según lo especificado. Cualquier variación debe ser aprobada por el arquitecto o el ingeniero.

C6.4.2- Los requisitos de la edición 1977 del ACI 318 para el empleo de lechada de cemento puro en juntas verticales han sido eliminados, ya que rara vez son prácticos y pueden ser perjudiciales en zonas en las que la profundidad de los moldes y la congestión de la armadura impiden un acceso apropiado. A menudo un chorro de agua u otros proce-

CÓDIGO

COMENTARIO

6.4.3- Las juntas de construcción deben hacerse y ubicarse de manera que no perjudiquen la resistencia de la estructura. Deben tomarse medidas para la transferencia de corte y de otras fuerzas a través de las juntas de construcción. Véase la [sección 11.7.9](#).

6.4.4- Las juntas de construcción en pisos deben estar localizadas dentro del tercio central del vano de las losas, vigas y vigas principales. Las juntas en las vigas principales deben desplazarse a una distancia mínima de dos veces el ancho de las vigas secundarias que la intersectan.

6.4.5- Las vigas, vigas principales o losas que se apoyen en columnas o muros no se deben hormigonar o montar, sino hasta que el hormigón de los elementos verticales de apoyo haya dejado de ser plástico.

6.4.6- Las vigas, vigas principales, cartelas, ábacos y capiteles deben hormigonarse monolíticamente como parte del sistema de losas, a no ser que se indique lo contrario en los planos de cálculo o en las especificaciones.

dimientos son más apropiados. Puesto que el código sólo establece criterios mínimos, el ingeniero tendrá que especificar procedimientos especiales cuando las condiciones lo ameriten. El grado en que se necesite el mortero al inicio del vaciado del hormigón depende de la dosificación del hormigón, de la congestión de la armadura, del acceso del vibrador, así como de otros factores.

C6.4.3- Las juntas de construcción deben estar situadas donde causen el menor debilitamiento de la estructura. Cuando el esfuerzo de corte debido a cargas gravitacionales no sea importante, como usualmente ocurre a mitad del vano de elementos en flexión, puede ser adecuada una junta vertical sencilla. El diseño para fuerzas laterales puede requerir un tratamiento especial del diseño de juntas de construcción. Puede usarse llaves de corte, llaves de corte intermitentes, pasadores diagonales, o los métodos de transferencia de corte de la [sección 11.7](#) siempre que se requiera la transferencia de esfuerzos.

C6.4.5- La espera en la colocación del hormigón de elementos apoyados por columnas y muros es necesaria para evitar agrietamiento en la interface de la losa y el elemento de soporte, causado por la exudación y asentamiento del hormigón plástico en el elemento de apoyo.

C6.4.6- El hormigonado por separado de losas y vigas, ménsulas y elementos similares está permitido cuando se muestra en los planos y cuando se han tomado medidas para transferir fuerzas como lo requiere la [sección 6.4.3](#).

CAPÍTULO 7

DETALLES DEL ACERO DE REFUERZO

7.0- Notación

- d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en tracción, mm.
- d_b = diámetro nominal de una barra, alambre o torón de pretensado, mm.
- f'_{ci} = resistencia a compresión del hormigón al momento del pretensado inicial, MPa.
- f_y = tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa.
- ℓ_d = longitud de desarrollo, mm. Véase el [capítulo 12](#).

Los métodos y normas recomendados para la preparación de los planos de diseño, detalles típicos y planos para la fabricación y colocación de la armadura en estructuras de hormigón armado, se describen en “**ACI Detaling Manual**”, del Comité ACI 315^{7.1}.

En este código todas las disposiciones relativas a los diámetros de las barras, los alambres o los torones (y su área) se basan en las dimensiones nominales de la armadura, tal como se proporcionan en la especificación correspondiente de la ASTM. Las dimensiones nominales equivalen a las del un área circular que tiene el mismo peso por metro que los tamaños de las barras, los alambres y los torones designados por la ASTM. El área de la sección transversal de la armadura se basa en las dimensiones nominales.

7.1- Ganchos normales

El término “gancho normal” se emplea en este código con uno de los siguientes significados:

7.1.1- Doble de 180° más una extensión de $4d_b$, pero no menor de 60 mm en el extremo libre de la barra.

7.1.2- Doble de 90° más una extensión de $12d_b$ en el extremo libre de la barra.

C7.1- Ganchos normales

CÓDIGO

7.1.3- Para estribos y ganchos de amarra

- (a) Barra $\phi 16$ y menor, doblez de 90° más $6d_b$ de extensión en el extremo libre de la barra, o
- (b) Barra $\phi 18$ al $\phi 25$, doblez de 90° más extensión de $12d_b$ en el extremo libre de la barra, o
- (c) Barra $\phi 25$ y menor, doblez de 135° más extensión de $6d_b$ en el extremo libre de la barra.

7.1.4- Ganchos sísmicos definidos en la [sección 21.1](#)

7.2- Diámetros mínimos de doblado

7.2.1- El diámetro de doblado, medido en la cara interior de la barra, excepto para estribos y amarras de diámetros $\phi 10$ a $\phi 16$, no debe ser menor que los valores de la [tabla 7.2](#).

7.2.2- El diámetro interior de doblado para estribos y amarras no debe ser menor que $4d_b$ para barras $\phi 16$ y menores. Para barras mayores que $\phi 16$, el diámetro de doblado debe cumplir con lo estipulado en la [tabla 7.2](#).

7.2.3- El diámetro interior de doblado en mallas electrosoldadas (con resaltes o lisa) para estribos y amarras no debe ser menor que $4d_b$ para alambre mayor de 7 mm de diámetro con resalte, y $2d_b$ para los demás diámetros de alambre. Ningún doblez con diámetro interior menor de $8d_b$ debe estar a menos de $4d_b$ de la intersección soldada más cercana.

COMENTARIO

C7.1.3- Los estribos normales y sus ganchos están limitados a barras $\phi 25$ o menores, y el gancho de 90° con un extensión de $6d_b$ está limitado además a barras $\phi 16$ o menores, en ambos casos como resultado de investigaciones que demuestran que los tamaños mayores de barras con gancho de 90° y extensiones de seis diámetros, tienden a “saltarse” bajo cargas elevadas.

C7.2- Diámetros mínimos de doblado

Los dobleces normales de las barras de armadura se describen en términos del diámetro interior de doblado, ya que éste resulta más fácil de medir que el radio de dicho doblez. Los factores principales que afectan el diámetro mínimo de doblado son la capacidad del acero de doblarse sin ruptura y la prevención del aplastamiento del hormigón dentro del doblado.

C7.2.2- El doblez mínimo de $4d_b$ para los tamaños de barras que comúnmente se utilizan para estribos y amarras se basa en la práctica industrial aceptada en los Estados Unidos. El uso de una barra para estribos no mayor de $\phi 16$, para los ganchos normales de 90° o de 135° en estribos, permitirá múltiples doblados con el equipo normal para doblar estribos.

C7.2.3- Pueden utilizarse mallas electrosoldadas de alambre liso o con resaltes para amarras y estribos. El alambre en las intersecciones soldadas no tiene la misma ductilidad y capacidad de doblado que en las zonas en que no se ha calentado. Estos efectos de la temperatura de soldadura, por lo general, se disipan a una distancia de aproximadamente cuatro diámetros del alambre. Los diámetros mínimos de dobla-

CÓDIGO

TABLA 7.2

Diámetros mínimos de doblado

Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado
ø10 a ø25	$6d_b$
ø28, ø32 y ø36	$8d_b$
ø44 y ø56	$10d_b$

7.3- Doblado

7.3.1- Toda armadura debe doblarse en frío, a menos que el Ingeniero estructural permita otra cosa.

7.3.2- Ninguna armadura parcialmente embebida en el hormigón debe doblarse en la obra, excepto cuando así se indique en los planos de diseño o lo permita el Ingeniero estructural.

COMENTARIO

do permitidos son, en la mayoría de los casos, los mismos que los requeridos en los ensayos de doblado para alambre de la ASTM. ([ASTM A82](#) y [A496](#))

C7.3- Doblado

C7.3.1- Por Ingeniero debe entenderse el ingeniero diseñador, arquitecto diseñador, o el ingeniero o arquitecto empleado por el propietario para efectuar la inspección. Para dobleces poco usuales, con diámetros interiores menores a los requeridos en la prueba de doblado de la ASTM, puede necesitarse una fabricación especial.

C7.3.2- Las condiciones de la construcción pueden hacer necesario doblar barras que se encuentran embebidas en el hormigón. Tal doblez en la obra no se puede efectuar sin la autorización del Ingeniero. El Ingeniero debe determinar si la barra se puede doblar en frío o si es necesario calentarla. Los dobleces deben ser graduales y deben enderezarse a medida se requiera.

Los ensayos [7.2-7.3](#) han demostrado que las barras de armadura A615 de Grado 280 y Grado 420 pueden doblarse y enderezarse en frío hasta 90 grados en, o cerca del diámetro mínimo especificado en 7.2. Si se encuentran casos de agrietamiento o rotura, resulta benéfico el calentamiento a una temperatura máxima de 800°C para evitar esta condición para el resto de las barras. Las barras que se quiebren durante el doblado o el enderezado pueden traslaparse fuera de la región de doblado.

CÓDIGO

COMENTARIO

El calentamiento debe efectuarse de manera que no ocasione daños al hormigón. Si el área de doblado se encuentra a aproximadamente 150 mm del hormigón, puede ser necesario utilizar algún sistema de protección. El calentamiento de las barras debe ser controlado por medio de crayones térmicos o cualquier otro medio adecuado. Las barras calentadas no deben enfriarse por medios artificiales (con agua o aire a presión) sino hasta que su temperatura haya descendido por lo menos a 315°C.

7.4- Condiciones de la superficie de la armadura

7.4.1- En el momento que es colocado el hormigón, la armadura debe estar libre de polvo, aceite u otros recubrimientos no metálicos que reduzcan la adherencia. Se permiten los recubrimientos epóxicos de barras que cumplan con las normas citadas en las [secciones 3.5.3.7 y 3.5.3.8](#).

7.4.2- La armadura, excepto los cables de pretensado, con óxido, escamas o una combinación de ambos, debe considerarse satisfactoria si las dimensiones mínimas (incluyendo la altura de los resaltes) y el peso de una muestra cepillada a mano, cumple con las especificaciones ASTM aplicables.

7.4.3- Los cables de pretensado deben estar limpios y libres de óxido excesivo, aceite, mugre, escamas y picaduras. Es admisible una oxidación ligera.

C7.4- Condiciones de la superficie de la armadura

Los límites especificados de la oxidación se basan en los ensayos realizados,^{7.4} y en la revisión de ensayos y recomendaciones anteriores. La [referencia 7.4](#) proporciona una guía con respecto a los efectos de la oxidación y de la escamación sobre las características de adherencia de las barras de armadura con resaltes. La investigación ha demostrado que una cantidad normal de óxido aumenta la adherencia. Generalmente, por medio del manejo brusco normal se pierde el óxido que está suelto y que puede perjudicar la adherencia entre el hormigón y la armadura.

C7.4.3- En la [referencia 7.5](#) se entrega una guía para evaluar el grado de oxidación de un cable.

7.5- Colocación de la armadura

7.5.1- La armadura, los cables de pretensado y los ductos deben colocarse con precisión y estar adecuadamente apoyados antes de colocar el hormigón, y deben ser asegurados para mantener los desplazamientos dentro de las tolerancias permisibles según la sección 7.5.2.

7.5.2- A menos que el Ingeniero estructural especifique otra cosa, la armadura, los cables de pretensado y las vainas de pretensado deben colocarse en las posiciones especificadas dentro de las siguientes tolerancias:

C7.5- Colocación de la armadura

C7.5.1- La armadura, incluyendo los cables de pretensado, debe estar adecuadamente apoyada en el moldaje para prevenir que sea desplazada por el hormigón colocado o por los trabajadores. Los estribos de vigas deberían estar apoyados en el fondo del moldaje de la viga por medio de apoyos activos, tales como soportes longitudinales continuos. Si solamente la armadura longitudinal inferior de la viga esta apoyada, el tráfico de construcción puede desacomodar los estribos y también a cualquier cable de pretensado amarrado a dichos estribos.

C7.5.2- La práctica generalmente aceptada, tal como se refleja en “Standard Tolerances for Concrete Construction and Materials” (ACI 117)^{7.5}, ha establecido tolerancias para la altura total (moldaje o terminación) y para la fabricación de enrejados de barras dobladas, al igual que para amarras dobladas, estribos y zunchos. El Ingeniero puede especificar tolerancias más restrictivas que las permitidas por el código cuando sean necesarias para minimizar la acumulación de tolerancias que produzcan una excesiva reducción de la altura efectiva o del recubrimiento.

Para la distancia libre mínima respecto a la parte inferior del elemento, se ha establecido una tolerancia más restrictivas, por su importancia en la durabilidad y protección contra el fuego. Por lo general, las barras están apoyadas de tal manera que resulta práctica la aplicación de la tolerancia especificada.

Para hormigón pretensado pueden resultar útiles tolerancias más restrictivas que las que requiere el código, a fin de controlar la contraflecha dentro de límites aceptables para el diseñador o propietario. En estos casos, el Ingeniero debe especificar las tolerancias necesarias. En la [referencia 7.7](#) se proporcionan recomendaciones.

CÓDIGO

7.5.2.1- La tolerancia para la altura d y para el recubrimiento mínimo de hormigón en elementos sometidos a flexión, muros y elementos sometidos a compresión debe ser la siguiente:

	Tolerancia en d	Tolerancia en el recubrimiento mínimo de hormigón
$d \leq 200$ mm	± 10 mm	-10 mm
$d > 200$ mm	± 12 mm	-12 mm

Excepto que la tolerancia para la distancia libre al fondo de los moldajes debe ser menos (-) 6 mm, y la tolerancia para el recubrimiento no debe exceder menos (-) 1/3 del recubrimiento mínimo de hormigón requerido en los planos de cálculo o en las especificaciones.

7.5.2.2- La tolerancia para la ubicación longitudinal de los dobleces y extremos de la armadura debe ser de ± 50 mm, excepto en los extremos discontinuos de elementos, donde la tolerancia debe ser de ± 12 mm.

7.5.3- La malla electrosoldada de alambre (fabricada con alambre cuyo tamaño no sea superior a 6.5 mm de diámetro) utilizada en losas con vanos menores de 3 m se debe permitir que sea doblada desde un punto situado cerca de la cara superior sobre el apoyo, hasta otro punto localizado cerca de la cara inferior en el centro del vano, siempre y cuando esta armadura sea continua sobre el apoyo o esté debidamente anclada en éste.

7.5.4- No debe permitirse soldar las barras que se intersecten con el fin de sujetar la armadura, a menos que lo autorice el Ingeniero estructural.

COMENTARIO

C7.5.2.1- El código especifica una tolerancia para la altura d , un aspecto fundamental de la resistencia del elemento. Debido a que el acero de la armadura se coloca con respecto a los bordes de los elementos y de las superficies de los moldajes, la altura d no siempre es convenientemente medida en terreno. Los ingenieros deberían especificar tolerancias para la colocación de las barras, el recubrimiento y el tamaño del elemento. Véase ACI 117.^{7.6}

C7.5.4- La soldadura “por puntos” (se sueldan las barras donde se cruzan) puede debilitar seriamente una barra en el punto soldado, creando un efecto metalúrgico de muesca. Esta operación sólo se puede ejecutar con seguridad cuando el material soldado y las operaciones de soldadura están sujetas a un control competente continuo, como en el caso de la fabricación de la malla electrosoldada.

CÓDIGO

7.6- Límites para el espaciamiento de la armadura

7.6.1- La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 25 mm. Véase también la [sección 3.3.2](#).

7.6.2- Cuando la armadura paralela se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

7.6.3- En elementos en compresión reforzados con zunchos o amarras, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $1.5d_b$, ni de 40 mm. Véase también la [sección 3.3.2](#).

7.6.4- La limitación de distancia libre entre barras también se debe aplicar a la distancia libre entre un traslape y los empalmes o barras adyacentes.

7.6.5- En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación de la armadura principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 500 mm.

7.6.6- Paquetes de barras

7.6.6.1- Los grupos de barras paralelas, amarradas en paquetes para trabajar como una unidad, deben limitarse a 4 barras para cada paquete.

7.6.6.2- Los paquetes de barras deben estar confinados por estribos o amarras.

7.6.6.3- En vigas las barras mayores a $\phi 36$ no deben amarrarse en paquetes.

7.6.6.4- En elementos sujetos a flexión, cada una de las barras de un paquete que termina dentro del vano debe cortarse en puntos distintos y separados a distancias de por lo menos, $40d_b$.

COMENTARIO

C7.6- Límites para el espaciamiento de la armadura

Aunque los espaciamientos mínimos de las barras permanecen sin cambio en esta edición, las longitudes de desarrollo dadas en el [Capítulo 12](#) desde 1989 son una función de los espaciamientos de las barras. Como resultado, puede ser deseable usar en algunos casos un espaciamiento de barras mayor que el mínimo requerido. Los límites mínimos se establecieron originalmente con el fin de permitir el flujo rápido del hormigón dentro de los espacios comprendidos entre las barras y entre las barras y el moldaje sin crear nidos, y con objeto de evitar la concentración de barras en el mismo plano que podría causar un agrietamiento por esfuerzo de corte o retracción. El uso del diámetro “nominal” de las barras para definir el espaciamiento mínimo permite un criterio uniforme para barras de todos los tamaños.

C7.6.6- Paquetes de barras

En opinión de los miembros de la Comisión, en elementos donde el acero de refuerzo pueda entrar en el rango plástico no se deben utilizar paquetes de barras.

La investigación sobre adherencia^{7.8} indica que el corte de barras en los paquetes debe ser escalonado. Los paquetes de barras deben atarse, amarrarse con alambre o sujetarse de alguna manera, a fin de asegurar que permanezcan en su posición, vertical u horizontal.

CÓDIGO

7.6.6.5- Cuando las limitaciones de espaciamiento y recubrimiento mínimo del hormigón se basan en el diámetro de las barras d_b , un paquete de barras debe considerarse como una barra simple de un diámetro equivalente al área total de las barras del paquete.

COMENTARIO

La limitación de que las barras mayores a $\phi 36$ no pueden formar paquetes en vigas o vigas principales resulta práctica para elementos del tamaño de los que se utilizan en la construcción de edificios. (“Standard Specification for Highway Bridges”^{7.9} permite paquetes de dos barras $\phi 44$ y $\phi 56$ en las vigas de puentes.) El cumplimiento de los requisitos para el control de agrietamiento de la [sección 10.6](#) efectivamente evita los paquetes de barras mayores a $\phi 36$ utilizados como armadura de tracción. La frase del código “los paquetes que actúan como una unidad” pretende evitar los paquetes de más de dos barras en el mismo plano. Las formas típicas de los paquetes son: triangular, cuadrada o en forma de L para paquetes de tres o cuatro barras. Como precaución práctica, los paquetes de más de una barra colocadas en el plano de flexión no deben doblarse ni utilizarse para formar ganchos. Cuando se requieren ganchos en los extremos es preferible escalonar los ganchos individuales dentro de un paquete.

7.6.7- Cables y ductos de pretensado

7.6.7.1- El espaciamiento entre el borde libre y el centro de los cables de pretensado a cada lado de un elemento no debe ser menor que $4d_b$ para torones o $5d_b$ para alambres, excepto que si la resistencia del hormigón al momento del pretensado, f'_{ci} , es de 30 Mpa o más, el espaciamiento mínimo, medido centro a centro, de los torones debe ser 40 mm para torones de 12 mm de diámetro nominal o menores, y de 50 mm para torones de 15 mm de diámetro nominal. Véase también la [sección 3.3.2](#). Se permite un espaciamiento más cerrado o agrupar cables en el sector medio del vano.

7.6.7.2- Se permite agrupar los ductos de postesado si se demuestra que el hormigón puede colocarse satisfactoriamente, y se toman medidas que eviten la rotura a través de los ductos al tesarse los cables.

C7.6.7- Cables y ductos de pretensado

C7.6.7.1- El menor espaciamiento permitido en esta sección para resistencias del hormigón, al momento de realizar la transferencia, de 30 MPa o más se basa en las [referencias 7.10](#) y [7.11](#).

C7.6.7.2- Cuando los ductos para cables de postesado dentro de una viga estén colocados verticalmente muy cerca, deben tomarse precauciones para evitar que los cables al tesarse rompan el hormigón a lo largo de los ductos. La ubicación horizontal de los ductos debe permitir la colocación adecuada del hormigón. Generalmente, un espaciamiento libre de $1\frac{1}{3}$ veces el tamaño máximo del agregado grue-

7.7- Protección de hormigón para la armadura

so, pero no menor que 25 mm ha probado ser satisfactorio. Cuando la concentración de cables o de ductos tienda a crear un plano débil en el recubrimiento de hormigón, debe proporcionarse armadura a fin de controlar el agrietamiento.

C7.7- Protección de hormigón para la armadura

El recubrimiento de hormigón para protección de la armadura contra la acción del clima y otros efectos se mide desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior del acero, a la cual se aplica el recubrimiento. Cuando se prescriba un recubrimiento mínimo para una clase de elemento estructural, éste debe medirse: hasta el borde exterior de los estribos, amarras o zunchos, si la armadura transversal confina las barras principales; hasta la capa exterior de barras, si se emplea más de una capa sin estribos o amarras; hasta los dispositivos metálicos de los extremos o los ductos en el acero de postesado.

La condición “superficies de hormigón expuestas al suelo o a la acción del clima” se refiere a exposiciones directas no sólo a cambios de temperatura sino también de humedad. Las superficies inferiores de cáscaras delgadas o de losas, por lo general no se consideran directamente “expuestas”, a menos que estén expuestas a humedecimiento y secado alternados, incluyendo el debido a las condiciones de condensación o de filtraciones directas desde la superficie expuesta, escurrimientos o efectos similares.

Pueden proporcionarse métodos alternativos de protección de la armadura frente a la acción del clima si ellos son equivalentes al recubrimiento adicional requerido por el código. Cuando sea aprobado por la autoridad pública según las disposiciones de la [sección 1.4](#), la armadura con una protección alternativa frente a la acción del clima puede tener un recubrimiento de hormigón no menor que el recu-

brimiento requerido para armadura no expuesta al aire libre.

Las longitudes de desarrollo dadas en el [Capítulo 12](#) son ahora una función del recubrimiento de las barras. Como resultado, puede ser deseable en algunos casos usar recubrimientos más grandes que los mínimos.

Los recubrimientos normalmente usados en Chile son menores a los recomendados en el ACI 318 y no han dado origen a problemas de corrosión, salvo en ambientes agresivos, por lo cual se propone distinguir dos condiciones, normales y severas.

Condiciones severas:

- (i) Interior de edificios donde la humedad es alta o donde existe riesgo de presencia temporal de vapores corrosivos.
- (ii) Zonas donde se produce escurrimiento de agua (jardinerías, balcones).
- (iii) Presencia de líquidos con pequeñas cantidades de ácido, o de aguas salinas o fuertemente oxigenadas
- (iv) Presencia de gases corrosivos o, especialmente, suelos corrosivos.
- (v) Condiciones atmosféricas industriales o marítimas corrosivas.

Condiciones normales:

Condiciones no incluidas en la categoría de condiciones severas, salvo que la experiencia indique que se requieren medidas especiales de protección.

Para el caso de condiciones severas, se han mantenido en general, salvo algunas excepciones, los recubrimientos señalados en el cuerpo principal del ACI 318. Para el caso de condiciones normales se proponen recubrimientos menores. Las modificaciones propuestas se indican más adelante.

CÓDIGO

7.7.1-Hormigón vaciado en obra (no pretensado)

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de hormigón a la armadura:

	Recubrimiento mínimo, mm
(a) Hormigón colocado contra el suelo y permanentemente expuesto a él	70
(b) Hormigón expuesto al suelo o al aire libre:	
Barras $\varnothing 18$ a $\varnothing 56$	50
Barras $\varnothing 16$, alambre de 16 mm de diámetro y menores .	40
(c) Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, nervaduras:	
Barras $\varnothing 44$ y $\varnothing 56$	40
Barras $\varnothing 36$ y menores.....	20
Vigas, columnas:	
Armadura principal, amarras, estribos, zunchos.....	40
Cáscaras y placas plegadas:	
Barras $\varnothing 18$ y mayores.....	20
Barras $\varnothing 16$, alambres de 16 mm de diámetro y menores.....	15

COMENTARIO

C.7.7.1- Hormigón vaciado en obra (no pretensado)

Los nuevos valores propuestos se indican a continuación, ellos corresponden a condiciones normales, salvo cuando se indica expresamente lo contrario:

	Recubrimiento mínimo, mm
(a) Hormigón colocado contra el suelo y permanentemente expuesto a él	50
(b) Hormigón expuesto al suelo o al aire libre:	
Barras $\varnothing 18$ a $\varnothing 56$	40
Barras $\varnothing 16$, alambre de 16 mm de diámetro y menores .	30
(c) Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, nervaduras:	
Barras $\varnothing 44$ y $\varnothing 56$	40
Barras $\varnothing 16$ a $\varnothing 36$	20
Barras $\varnothing 12$ y menores	15
Vigas, columnas:	
Condiciones severas	
Armadura principal	40
amarras, estribos, zunchos	30
Condiciones normales	
Armadura principal	30
amarras, estribos, zunchos	20
Cáscaras y placas plegadas:	
Barras $\varnothing 18$ y mayores.....	20
Barras $\varnothing 16$, alambres de 16 mm de diámetro y menores	15

CÓDIGO

COMENTARIO

(d) Elementos de confinamiento en albañilerías:

Condiciones severas

Armadura principal $\varnothing 10$ y menores 30

Amarras, estribos, zunchos $\varnothing 8$ y menores 20

Condiciones normales

Armadura principal $\varnothing 10$ y menores 20

Amarras, estribos, zunchos $\varnothing 8$ y menores 15

7.7.2- Hormigón prefabricado (fabricado en condiciones de control de planta)

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de hormigón a la armadura:

C7.7.2- Hormigón prefabricado (fabricado en condiciones de control de planta)

Los espesores menores para la construcción de elementos prefabricados reflejan la mayor conveniencia del control de las dosificaciones, la colocación y el curado inherente a la prefabricación. El término “fabricados en condiciones de control de planta” no implica específicamente que los elementos prefabricados deban estar hechos en una planta. Los elementos estructurales prefabricados en la obra también se ubican dentro de esta sección si el control de las dimensiones de los moldes, la colocación de armaduras, el control de calidad del hormigón y el procedimiento de curado son semejantes a aquellos que normalmente se esperan en una planta.

Los nuevos valores propuestos se indican a continuación, ellos corresponden a condiciones normales, salvo cuando se indica expresamente lo contrario:

CÓDIGO

	Recubrimiento mínimo, mm
(a) Hormigón expuesto al suelo o al aire libre	
Paneles para muros:	
Barras $\phi 44$ y $\phi 56$	40
Barras $\phi 36$ y menores	20
Otros elementos:	
Barras $\phi 44$ y $\phi 56$	50
Barras $\phi 18$ al 36	40
Barras $\phi 16$, alambres de 16 mm de diámetro y menores	30
(b) Hormigón no expuesto a la acción del aire libre ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, nervaduras:	
Barras $\phi 44$ y $\phi 56$	30
Barras $\phi 36$ y menores	15
Vigas, columnas:	
Armadura principal	d_b pero no menor de 15 y no mayor de 40
Amarras, estribos, y zun- chos	10
Cáscaras y placas plegadas:	
Barras $\phi 18$ y mayores	15
Barras $\phi 16$, alambres de 16 mm de diámetro y menores	10

7.7.3- Hormigón Pretensado

7.7.3.1- Debe darse el siguiente recubrimiento mínimo de hormigón a la armadura pretensada y no pretensada, ductos y anclajes en los extremos, excepto en lo previsto en las [secciones 7.7.3.2 y 7.7.3.3](#).

COMENTARIO

	Recubrimiento mínimo, mm
(a) Hormigón expuesto al suelo o al aire libre	
Paneles para muros:	
Barras $\phi 44$ y $\phi 56$	40
Barras $\phi 36$ y menores	20
Otros elementos:	
Barras $\phi 44$ y $\phi 56$	50
Barras $\phi 18$ al 36	30
Barras $\phi 16$, alambres de 16 mm de diámetro y menores	20
(b) Hormigón no expuesto a la acción del aire libre ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, nervaduras:	
Barras $\phi 44$ y $\phi 56$	30
Barras $\phi 36$ y menores	15
Vigas, columnas:	
Armadura principal	d_b pero no menor de 15 y no mayor de 40
Amarras, estribos, y zun- chos	10
Cáscaras y placas plegadas:	
Barras $\phi 18$ y mayores	15
Barras $\phi 16$, alambres de 16 mm de diámetro y menores	10

C7.7.3- Hormigón pretensado

Los nuevos valores propuestos se indican a continuación, ellos corresponden a condiciones normales, salvo cuando se indica expresamente lo contrario:

CÓDIGO

	Recubrimiento mínimo, mm
(a) Hormigón colado en contacto con el suelo y permanentemente expuesto a él	70
(b) Hormigón expuesto al suelo o al aire libre:	
Paños de muro, losas y nervaduras	25
Otros elementos	40
(c) Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, nervaduras	20
Vigas, columnas:	
Armadura principal	40
Amarras, estribos, zunchos	25
Cáscaras y placas plegadas:	
Barras $\varnothing 16$, alambres de 16 mm de diámetro y menores	10
Otro tipo de armadura	d_b pero no menor de 20

COMENTARIO

	Recubrimiento mínimo, mm
(a) Hormigón colado en contacto con el suelo y permanentemente expuesto a él	60
(b) Hormigón expuesto al suelo o al aire libre:	
Paños de muro, losas y nervaduras	25
Otros elementos	40
(c) Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, nervaduras	20
Vigas, columnas:	
Armadura principal	30
Amarras, estribos, zunchos	20
Cáscaras y placas plegadas:	
Barras $\varnothing 16$, alambres de 16 mm de diámetro y menores	10
Otro tipo de armadura	d_b pero no menor de 20

7.7.3.2- Para elementos de hormigón pretensado al aire libre, expuestos al suelo o a un medio ambiente corrosivo, el recubrimiento mínimo del hormigón debe aumentarse en un 50% cuando las tensiones de tracción excedan lo estipulado en la sección 18.4.2 (c).

7.7.3.3- El recubrimiento mínimo para la armadura no pretensada en elementos de hormigón pretensado fabricados en condiciones de control de planta, debe estar de acuerdo con lo especificado en la sección 7.7.2.

7.7.4- Paquetes de barras

El recubrimiento mínimo para los paquetes de barras debe ser igual al diámetro equivalente del paquete, pero no necesita ser mayor de 50 mm; excepto para hormigón moldeado contra el suelo y permanentemente expuesto a él, en que el recubrimiento mínimo debe ser de 70 mm.

7.7.5- Ambientes corrosivos

En ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, debe aumentarse adecuadamente el espesor de la protección de hormigón y debe tomarse en consideración su densidad y porosidad o debe disponerse de otro tipo de protección.

7.7.6- Ampliaciones futuras

La armadura expuesta, los insertos y las placas que se pretendan unir con ampliaciones futuras deben protegerse contra la corrosión.

7.7.7- Protección contra el fuego

Cuando la ordenanza general de construcción (de la cual forma parte este código) especifique un espesor de recubrimiento para protección contra el fuego mayor que el recubrimiento mínimo de hormigón especificado en la [sección 7.7](#), debe usarse ese espesor mayor.

C7.7.5- Ambientes corrosivos

Cuando el hormigón vaya a estar expuesto a fuentes externas de cloruros, tales como sales descongelantes, agua salobre, agua de mar, o salpicaduras de estas fuentes, debe dosificarse para satisfacer los requisitos de exposición especial del capítulo 4. Estos comprenden contenido mínimo de aire, razón agua/cemento máxima, resistencia mínima para hormigón de peso normal y hormigón liviano, contenido máximo de iones de cloruro en el hormigón y tipo de cemento. Adicionalmente, como protección contra la corrosión se recomienda un recubrimiento mínimo de la armadura de 50 mm para muros y losas y de 60 mm para otros elementos. Para hormigón prefabricado en condiciones de control de la planta, se recomienda un recubrimiento mínimo de 40 a 50 mm, respectivamente.

CÓDIGO

7.8- Detalles especiales de la armadura para columnas

7.8.1- Barras dobladas por cambio de sección

Las barras longitudinales dobladas debido a un cambio de sección deben cumplir con lo siguiente:

7.8.1.1- La pendiente de la parte inclinada de una barra de este tipo no debe exceder de 1 a 6 con respecto al eje de la columna.

7.8.1.2- Las partes de la barra que estén sobre y bajo la zona doblada deben ser paralelas al eje de la columna.

7.8.1.3- Debe proporcionarse el apoyo horizontal adecuado a una barra doblada por cambio de sección por medio de amarras transversales, zunchos, o partes del sistema de entrepiso. El apoyo horizontal debe diseñarse para resistir 1 1/2 veces la componente horizontal de la fuerza calculada en la porción inclinada de dicha barra. Las amarras transversales o zunchos, en caso de utilizarse, se deben colocar a una distancia no mayor de 150 mm de los puntos de doblado.

7.8.1.4- Las barras en los cambios de sección se deben doblar antes de su colocación en el moldaje. Véase la [sección 7.3](#).

7.8.1.5- Cuando la cara de una columna está desalineada 70 mm o más por cambio de sección, las barras longitudinales no se deben doblar para seguir ese desalineamiento. Se deben proporcionar pasadores traslapados con las barras longitudinales adyacentes a las caras desalineadas de la columna. Los traslapes deben cumplir con lo especificado en la [sección 12.17](#).

COMENTARIO

C7.8- Detalles especiales de la armadura para columnas

CÓDIGO

7.8.2- Núcleos de acero

La transmisión de cargas en los núcleos de acero estructural de elementos compuestos sometidos a compresión debe ser proporcionada de acuerdo a lo siguiente:

7.8.2.1- Los extremos de los núcleos de acero estructural deben terminarse con precisión para poner en contacto los apoyos en los extremos, y deben tomarse medidas adecuadas para alinear un núcleo con respecto al otro en contacto concéntrico.

7.8.2.2- La capacidad de transferencia de carga por apoyo en los empalmes de los extremos se debe considerar como máximo igual a un 50% de la tensión total de compresión en el núcleo de acero.

7.8.2.3- La transmisión de esfuerzos entre la base de la columna y la zapata debe diseñarse de acuerdo con lo especificado en la [sección 15.8](#).

7.8.2.4- La base de la sección de acero estructural debe diseñarse de manera que transmita la carga total de todo el elemento compuesto a la zapata; o se debe diseñar para que transmita únicamente la carga del núcleo de acero, siempre y cuando se disponga de una amplia sección de hormigón para transferir a la zapata la porción de la carga total soportada por la sección de hormigón armado, mediante la compresión del hormigón y por medio de la armadura.

7.9- Conexiones

7.9.1- En las conexiones de los elementos principales de marcos (tales como vigas y columnas) debe disponerse de confinamiento para los empalmes de la armadura continua y para el anclaje de la armadura que termina en tales conexiones.

COMENTARIO

C7.8.2- Núcleos de acero

El límite del 50% para la transmisión de esfuerzos de compresión por medio de apoyo en los extremos de los núcleos de acero estructural, está destinado a proporcionar cierta capacidad de tracción en dichas juntas (hasta el 50%), dado que el resto del esfuerzo total de compresión en el núcleo debe transmitirse por medio de barras de traspaso, placas de empalme, soldadura, etc. Esta disposición debería asegurar que las juntas en elementos compuestos sujetos a compresión cumplan, esencialmente, con una capacidad de tracción semejante a la requerida para elementos comunes de hormigón armado sometidos a compresión.

C7.9- Conexiones

Es esencial el confinamiento de las conexiones para asegurar que la capacidad a flexión de los elementos se pueda desarrollar sin deteriorar la junta bajo cargas repetidas.^{7.12, 7.13}

7.9.2- El confinamiento en las conexiones debe consistir en hormigón exterior o en cercos, zunchos o estribos interiores.

7.10- Armadura transversal para elementos en compresión

7.10.1- La armadura transversal de elementos en compresión debe cumplir con las disposiciones de las [secciones 7.10.4 y 7.10.5](#) y cuando se requiera armadura por corte o por torsión, esta debe cumplir con las disposiciones del [capítulo 11](#).

7.10.2- Los requisitos para la armadura transversal de elementos compuestos sujetos a compresión deben cumplir con lo especificado en la [sección 10.16](#). Los requisitos para la armadura transversal de cables de pretensado deben cumplir con lo especificado en la [sección 18.11](#).

7.10.3- Se permite que los requisitos para la armadura transversal de las [secciones 7.10, 10.16 y 18.11](#) sean omitidos cuando los ensayos y el análisis estructural muestren una adecuada resistencia y factibilidad de construcción.

7.10.4- Zunchos

Los zunchos para elementos a compresión deben estar de acuerdo con la [sección 10.9.3](#) y con lo siguiente:

C7.10- Armadura transversal para elementos en compresión

C7.10.3- Las columnas prefabricadas con un recubrimiento menor que 40 mm, las columnas pretensadas sin barras longitudinales, las columnas de dimensiones menores que las mínimas prescritas en las anteriores ediciones del ACI 318, las columnas de hormigón con agregado grueso de tamaño pequeño, los muros que trabajan como columnas, y otros casos especiales pueden requerir diseños particulares de la armadura transversal. Puede utilizarse alambre liso o con resaltes, de diámetro 6 mm o mayor, como amarras o zunchos. Si se consideran tales columnas especiales como columnas con zuncho en el diseño, la cuantía de armadura en zuncho ρ_s debe cumplir con la [sección 10.9.3](#).

C7.10.4- Zunchos

Por consideraciones prácticas, en elementos hormigonados en sitio, el diámetro mínimo de la armadura en zuncho es de 10 mm. Este es el menor diámetro que se puede utilizar en una columna con un recubrimiento de 40 mm o más y que tenga un hormigón con resistencia de 20 MPa o más, si

CÓDIGO

7.10.4.1- Los zunchos deben consistir en barras o alambres continuos espaciados uniformemente, con un tamaño y arreglo que permitan su manejo y colocación sin variar las dimensiones de diseño.

7.10.4.2- Para elementos hormigonados en obra, el diámetro de los zunchos no debe ser menor de 10 mm.

7.10.4.3- El espaciamiento libre entre espirales del zuncho no debe exceder de 80 mm ni ser menor de 25 mm. Véase también la [sección 3.3.2](#).

7.10.4.4- El anclaje de los zunchos debe consistir en un aumento de 1 1/2 vueltas más de la barra o del alambre en cada extremo del zuncho.

7.10.4.5 – La armadura en zuncho debe empalmarse, si se requiere, por alguno de los siguientes métodos:

(a) traslape no menor que 300 mm ni menor al largo indicado en uno de los puntos (1) al (5):

- (1) barra o alambre con resalte sin recubrimiento **48 d_b**
- (2) barra o alambre liso sin recubrimiento **72 d_b**
- (3) barra o alambre con resalte recubierta con epóxico **72 d_b**
- (4) barra o alambre liso sin recubrimiento con un estribo estándar o gancho de amarra según la sección 7.1.3 en sus extremos empalmados. Los ganchos deben estar embebidos en el núcleo confinado por el zuncho. **48 d_b**
- (5) barra o alambre con resalte recubierta con epóxico con un estribo estándar o gancho de amarra según la sección 7.1.3 en sus extremos empalmados. Los ganchos deben estar embebidos en el núcleo confinado por el zuncho. **48 d_b**

(b) empalme mecánico o soldado completo de acuerdo a la [sección 12.14.3](#).

COMENTARIO

se mantiene el espaciamiento libre mínimo (paso) para la colocación del hormigón.

Los tamaños estándar de los zunchos son $\phi 10$, $\phi 12$ y $\phi 16$ para material laminado en caliente o estirado en frío, liso o con resaltes.

El código permite que los zunchos se terminen a nivel de la armadura horizontal más baja que llega a la columna. Sin embargo, si en uno o más lados de la columna no hay vigas o ménsulas, se requieren amarras desde la terminación del zuncho hasta la parte inferior de la losa o ábaco. Si existen vigas o ménsula en los cuatro lados de la columna, pero de diferentes alturas, las amarras deben extenderse desde el zuncho hasta el nivel de la armadura horizontal de la viga o ménsula de menor altura que llega a la columna. Estas amarras adicionales sirven para confinar la armadura longitudinal de la columna y la porción de las barras de la viga dobladas para anclarse en la columna. Véase también la [sección 7.9](#).

Los zunchos deben mantenerse firmemente en su lugar, con un paso y alineamiento apropiados, para evitar desplazamientos durante la colocación del hormigón. Tradicionalmente el ACI 318 había exigido el uso de espaciadores para mantener en su lugar la jaula de zunchos, pero en 1989 se cambió para permitir métodos alternativos de instalación. Cuando se usan espaciadores, puede usarse lo siguiente como guía: Para barras o alambre de un diámetro menor que $\phi 16$, debe usarse un mínimo de dos espaciadores para zunchos con menos de 0.5 m de diámetro, tres espaciadores para zunchos de 0.5 a 0.75 m de diámetro y cuatro espaciadores para zunchos de más de 0.75 m de diámetro. Para barras o alambre $\phi 16$ o mayores, debe usarse un mínimo de tres espaciadores para zunchos de 0.6 m o menos de diámetro y cuatro espaciadores para zunchos de más de 0.6 m de diámetro. Deben escribirse claramente las especificaciones del proyecto o

CÓDIGO

7.10.4.6- Los zunchos deben extenderse desde la parte superior de la zapata o losa en cualquier nivel, hasta la altura de la armadura horizontal más baja del elemento soportado.

7.10.4.7- Cuando no existan vigas o ménsulas en todos los lados de una columna, los cercos deben colocarse por encima de la terminación del zuncho hasta la parte inferior de la losa o ábaco.

7.10.4.8- En columnas con capitel, el zuncho debe extenderse hasta un nivel en el cual el diámetro o ancho del capitel sea 2 veces el de la columna.

7.10.4.9- Los zunchos deben mantenerse firmemente colocados y bien alineados.

7.10.5- Amarras

Las amarras para elementos sometidos a compresión deben cumplir con lo siguiente:

7.10.5.1- Todas las barras no pretensadas deben estar confinadas por medio de amarras transversales de por lo menos $\phi 10$, para barras longitudinales $\phi 32$ o menores; y $\phi 12$ como mínimo, para barras longitudinales $\phi 36$, $\phi 44$ y $\phi 56$ y paquetes de barras. Se permite el uso de alambre con resaltes o malla electrosoldada de alambre con un área equivalente.

7.10.5.2- El espaciamiento vertical de las amarras no debe exceder de 16 diámetros de la barra longitudinal, de 48 diámetros de la barra o alambre de las amarras, o de la menor dimensión del elemento sujeto a compresión.

7.10.5.3- Las amarras deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alternada tenga apoyo transversal proporcionado por la esquina de una amarra con un ángulo interior no mayor de 135° , y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada transversalmente. Cuando las barras

COMENTARIO

los acuerdos del subcontrato para abarcar el suministro de espaciadores o amarras para los zunchos. En el código de 1999 se modificaron los requisitos de empalmes para zunchos lisos y para aquellos recubiertos con epóxico y para permitir los empalmes mecánicos.

C7.10.5- Amarras

Todas las barras longitudinales sujetas a compresión deben quedar confinadas mediante amarras transversales. Cuando las barras longitudinales se coloquen en forma circular, solamente se requerirá una amarra por cada espaciamiento especificado. Este requisito puede satisfacerse con una amarra circular continua (hélice) a un paso mayor que el dispuesto para los zunchos de la [sección 10.9.3](#), siendo el paso máximo igual al espaciamiento requerido para la amarra.

El ACI 318 de 1956 requería para cada barra vertical “un apoyo lateral equivalente a aquél proporcionado por una esquina a 90 grados de una amarra”). Los requisitos de amarras fueron liberalizados en 1963 incrementando el ángulo incluido permisible de 90 a 135 grados, y exceptuando a las barras situadas a una distancia de 150 mm a cada lado de barras adecuadamente sujetas (ver [figura C7.10.5](#)). Ensayos limitados^{7.11} en columnas de tamaño natural, cargadas axialmente, armadas con barras longitudinales continuas (sin traslapes), no mostraron una diferencia apreciable entre la resistencia última de columnas que cumplían con todos los requisitos de amarras y las que no tuvieron amarras en lo absoluto.

CÓDIGO

longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se debe permitir el uso de una amarra circular completa.

7.10.5.4- La distancia vertical entre las amarras de los extremos del elemento y la parte superior de la zapata o losa de entrepiso, o la armadura horizontal más baja de la losa o ábaco superior, debe ser menor a la mitad del espaciamiento entre amarras.

COMENTARIO

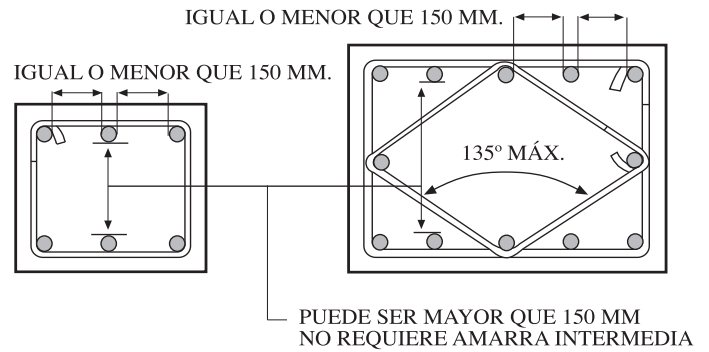


Fig. C7.10.5 Croquis para aclarar las medidas entre barras de columna apoyadas lateralmente.

Debido a que no se incluyeron traslapes y paquetes de barras en las pruebas de la [referencia 7.14](#) resulta prudente proveer un conjunto de amarras en cada extremo de barras traslapadas, encima y abajo de los empalmes de tope, y a un espaciamiento mínimo inmediatamente abajo de las zonas inclinadas de barras dobladas desalineadas.

Los ganchos normales de las amarras deben utilizarse solamente en barras con resaltes y estar escalonados siempre que se pueda. Véase también la [sección 7.9](#).

Las barras o alambres doblados de manera continua pueden ser usados como amarras siempre que su paso y área sean al menos equivalentes al área y espaciamiento de amarras separadas. El anclaje de los extremos de las barras o alambres doblados de manera continua debe realizarse con un gancho estándar como para barras separadas, o por medio de una vuelta adicional de la amarra. Una barra o alambre doblado de manera continua en forma circular se considera como un zuncho si se ajusta a la [sección 7.10.4](#), de lo contrario se le considera como amarra.

7.10.5.5- Cuando las vigas o ménsulas concurren a una columna desde cuatro direcciones distintas, se permite colocar la última amarra a no más de 75 mm debajo de la armadura más baja de la viga o ménsula de menor altura.

C7.10.5.5- A partir de 1983 se modificó el texto de esta sección para aclarar que las amarras pueden interrumpirse sólo cuando los elementos concurren a los cuatro lados de columnas cuadradas o rectangulares, y para columnas redondas o poligonales, cuando dichos elementos concurren dentro de la columna desde cuatro direcciones.

CÓDIGO

7.11- Armadura transversal para elementos en flexión

7.11.1- La armadura de compresión en vigas debe confinarse con estribos o amarras que satisfagan las limitaciones de tamaño y espaciamiento de la [sección 7.10.5](#), o bien con una malla electrosoldada de un área equivalente. Tales estribos o amarras deben colocarse en todos los sectores donde se requiera armadura de compresión.

7.11.2- La armadura transversal para elementos de marcos en flexión sujetos a esfuerzos reversibles o a torsión en los apoyos debe consistir en amarras cerradas, estribos cerrados o zunchos que se extiendan alrededor de la armadura de flexión.

7.11.3- Las amarras y estribos cerrados se deben formar de una sola pieza traslapando sus ganchos extremos alrededor de una barra longitudinal, o se deben formar de una o dos piezas unidas mediante un traslape de clase B (traslape de $1.3 \ell_d$) o anclándolas de acuerdo con la [sección 12.13](#).

7.12- Armadura de retracción y temperatura

7.12.1- En losas estructurales donde la armadura por flexión tiene un solo sentido, se debe colocar armadura normal a la armadura por flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura.

7.12.1.1- La armadura de retracción y temperatura debe proveerse de acuerdo con la [sección 7.12.2](#) ó [7.12.3](#).

7.12.1.2- Cuando los movimientos por retracción y temperatura están restringidos de manera significativa, deben considerarse los requisitos de las [secciones 8.2.4](#) y [9.2.7](#).

COMENTARIO

C7.11- Armadura transversal para elementos en flexión

C7.11.1- La armadura de compresión en vigas y vigas principales debe estar confinada para evitar el pandeo; los requisitos para tal confinamiento han persistido sin cambios esenciales a través de varias ediciones del ACI 318, excepto por aclaraciones de menor importancia.

C7.12- Armadura de retracción y temperatura

C7.12.1- Se requiere armadura por retracción y temperatura en ángulo recto a la armadura principal, para minimizar agrietamientos y para amarrar firmemente la estructura para asegurar que actúe como se supone en el diseño. Las disposiciones de esta sección se refieren sólo a losas estructurales; no se pretende que sean para “losas sobre el suelo”, apoyadas en el terreno.

C7.12.1.2- El área de armadura por retracción y temperatura requerida por la [sección 7.12](#) ha sido satisfactoria cuando los movimientos por retracción y temperatura no están restringidos. Para los casos

7.12.2- La armadura con resaltes, que cumpla con la [sección 3.5.3](#), empleada como armadura de retracción y temperatura debe colocarse de acuerdo con lo siguiente:

7.12.2.1- El área de la armadura de retracción y temperatura debe proporcionarse para satisfacer a lo

(a) En losas donde se empleen barras con resaltes tipo A44-28H 0.0020

(b) En losas donde se empleen barras con resaltes o malla soldada de alambre (con resalte o liso) tipo A63-42H 0.0018

(c) En losas donde se utilice armadura de una tensión de fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35% ... $\frac{0.018 \times 420}{f_y}$

menos, las siguientes cuantías brutas, pero no menos que 0.0014:

7.12.2.2- En ningún caso debe colocarse la armadura de retracción y temperatura con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 500 mm.

cuando muros estructurales o grandes columnas generen una restricción significativa a los movimientos por retracción y temperatura, puede ser necesario incrementar la cantidad de armadura normal a la armadura por flexión en la [sección 7.12.1.2](#) (ver [referencia 7.15](#)). Tanto la armadura inferior como la superior son efectivas para controlar el agrietamiento. Las franjas de control dejadas durante el período de construcción para permitir la retracción inicial sin que se generen incrementos en las tensiones, son también efectivas para reducir el agrietamiento causado por las restricciones.

C7.12.2- Las cantidades especificadas para barras con resaltes y malla de alambre electrosoldado son empíricas, pero se han utilizado satisfactoriamente durante muchos años. Los empalmes y anclajes terminales de armadura de retracción y temperatura deben diseñarse para el total de la tensión de fluencia especificada, de acuerdo con las [secciones 12.1, 12.15, 12.18 y 12.19](#).

7.12.2.3- En todas las secciones donde se requiera, la armadura por retracción y temperatura debe poder desarrollar la tensión de fluencia especificada en tracción f_y de acuerdo con el [capítulo 12](#).

7.12.3- Los cables de pretensado, que cumplan con la [sección 3.5.5](#), empleados como armadura de retracción y temperatura, deben suministrarse de acuerdo con lo siguiente:

7.12.3.1- Se deben dimensionar los cables para que produzcan una tensión media de compresión mínima de 0.7MPa en el área bruta del hormigón usando esfuerzos de pretensado efectivo, después de las pérdidas, de acuerdo con [18.6](#).

7.12.3.2- El espaciamiento entre los cables no debe exceder de 2 m.

7.12.3.3- Si el espaciamiento entre los cables excede 1.4 m se debe colocar armadura adherida adicional de retracción y temperatura, de acuerdo a [7.12.2](#), entre los cables en los bordes de la losa, que se extienda desde los bordes hasta una distancia igual al espaciamiento entre los cables.

C7.12.3- Los requisitos de armadura pretensada se han seleccionado para proporcionar una fuerza efectiva a la losa, aproximadamente igual a la tensión de fluencia de la armadura no pretensada por retracción y temperatura. Esta cantidad de pretensado, 0.7MPa sobre el área total del hormigón, se ha utilizado exitosamente en un gran número de proyectos. Cuando el espaciamiento de cables de pretensado empleados como armadura por retracción y temperatura sea mayor de 1.4 m, se requiere armadura adherida adicional en los bordes de la losa donde se aplican fuerzas de pretensado, para poder reforzar en forma adecuada el área entre el borde de la losa y el punto donde los esfuerzos de compresión, más allá de los anclajes individuales, se han “dispersado” suficientemente, de manera que la losa trabaje uniformemente en compresión. La aplicación de las disposiciones de la sección 7.12.3 a construcciones de vigas y losas postesadas monolíticas hormigonadas en obra, se ilustra en la Figura C7.12.3.

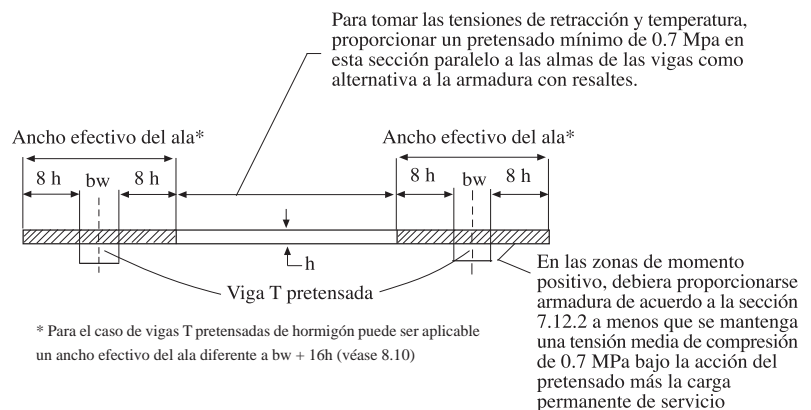


Fig. C7.12.3 Pretensado empleado para retracción y temperatura

Los cables empleados como armadura por retracción y temperatura deben colocarse, en altura, lo más cercanos posible al centro de la losa. En los

casos donde los cables para retracción y temperatura se emplean para sostener los cables principales, se permiten variaciones respecto al centroide de la losa; sin embargo, la resultante de los cables para retracción y temperatura no debe caer fuera del área del núcleo central de la losa.

El diseñador debe evaluar los efectos del acortamiento de la losa para asegurar una acción apropiada. En la mayoría de los casos el bajo nivel de pretensado recomendado no debe causar dificultades en una estructura detallada adecuadamente. Puede requerirse atención especial cuando los efectos térmicos sean importantes.

7.13- Requisitos para la integridad estructural

7.13.1- El detallamiento de la armadura y conexiones, debe ser tal que los elementos de la estructura queden eficazmente unidos entre sí para garantizar la integridad de toda la estructura.

7.13.2- Para estructuras hormigonadas en obra, los siguientes requisitos deben constituir los mínimos exigibles:

7.13.2.1- En la construcción de nervaduras, al menos una barra de la parte inferior debe ser continua o debe traslaparse sobre el apoyo con un traslape de tracción de Clase A, y en los apoyos no continuos debe terminar con un gancho estándar.

7.13.2.2- Las vigas en el perímetro de la estructura deben tener al menos un sexto de la armadura de tracción requerida para momento negativo en el

C7.13- Requisitos para la integridad estructural

La experiencia ha demostrado que la integridad total de una estructura puede mejorarse substancialmente haciendo cambios menores en los detalles de la armadura. La intención de esta sección es mejorar la redundancia y la ductilidad en las estructuras, de modo que, en el caso de daño a un elemento de apoyo importante o de una carga anormal, el daño resultante pueda confinarse a un área relativamente pequeña, y así la estructura tenga una mejor oportunidad de mantener la estabilidad global.

C7.13.2- Cuando se daña un apoyo, la armadura superior que es continua sobre el apoyo, pero no está confinada por estribos, tenderá a desprenderse del hormigón y no proporcionará la acción de catenaria necesaria para generar el efecto de puente sobre apoyo dañado. Puede lograrse la acción de catenaria haciendo que una porción de la armadura inferior sea continua.

Al requerir que haya armadura superior e inferior continua en las vigas perimetrales o dinteles, se proporciona un amarre continuo alrededor de la estructura. No se tiene la intención de

CÓDIGO

apoyo, y un cuarto de la armadura para momento positivo requerida en la mitad del vano, colocada en forma continua alrededor del perímetro, y amarrada con estribos cerrados o estribos anclados alrededor de la armadura para momento negativo con un gancho con un doblez mínimo de 135°. Los estribos no necesitan extenderse a través de los nudos. Cuando se requieran traslapes, la continuidad requerida puede proporcionarse mediante armadura superior traslapada en la mitad del vano y armadura inferior traslapada en, o cerca del apoyo, con empalme de tracción de Clase A.

7.13.2.3- En vigas distintas a las del perímetro, cuando no se coloquen estribos cerrados, al menos un cuarto de la armadura para momento positivo debe ser continua o debe traslaparse sobre el apoyo con un empalme de tracción de Clase A, y en los apoyos no continuos debe terminar con un gancho estándar.

7.13.2.4- Para la construcción de losas en dos direcciones, véase la [sección 13.3.8.5](#).

7.13.3- Para construcciones de hormigón prefabricado, deben proporcionarse amarras de tracción en sentido transversal, longitudinal y vertical, y alrededor del perímetro de la estructura, para unir los elementos con efectividad. Debe aplicarse las disposiciones de la [sección 16.5](#).

7.13.4- Para la construcción de losas izadas véase la [sección 13.3.8.6](#) y [18.12.6](#).

COMENTARIO

exigir un amarre de tracción de la armadura continua de tamaño constante alrededor del perímetro completo de una estructura, sino simplemente recomendar que una mitad de la armadura superior por flexión que se necesita prolongar más allá del punto de inflexión, según la [sección 12.12.3](#), sea prolongado más para que se traslape a la mitad del vano. Similarmente, la armadura inferior que se requiere prolongar dentro del apoyo según la [sección 12.11.1](#), debe hacerse continua o traslapada con la armadura inferior del vano adyacente. Si la altura de una viga continua cambia en el apoyo, la armadura inferior en el elemento más alto debe terminar con un gancho estándar y la armadura inferior en el elemento más bajo debe extenderse dentro y desarrollarse completamente en el elemento más alto.

C7.13.3- El código exige amarras de tracción para construcciones de hormigón prefabricado de cualquier altura. Los detalles deben proporcionar conexiones para resistir las cargas aplicadas. No se permiten los detalles de conexión que dependan solamente de la fricción causada por las fuerzas de gravedad.

Los detalles de conexiones deben arreglarse de tal manera que se minimice el potencial de agrietamiento debido a movimientos restringidos de fluencia lenta, retracción y temperatura. Para mayor información sobre los requisitos de conexión y detalles, véase la [referencia 7.16](#).

La [referencia 7.17](#) recomienda requisitos mínimos de amarras para construcciones con muros de hormigón prefabricado.

8.0- Notación

- A_s = área de la armadura no pretensada en tracción, mm^2
- A'_s = área de la armadura en compresión, mm^2 .
- b = ancho del borde en compresión del elemento, mm
- d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en tracción, mm
- E_c = módulo de elasticidad del hormigón, MPa.
Véase la [sección 8.5.1](#)
- E_s = módulo de elasticidad de la armadura, MPa.
Véase las [secciones 8.5.2 y 8.5.3](#)
- f'_c = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa
- f_y = tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa.
- ℓ_n = luz libre para momento positivo o corte y promedio de las luces libres adyacentes para momento negativo
- V_c = resistencia nominal de corte proporcionada por el hormigón
- w_c = densidad del hormigón, kg/m^3
- w_u = carga mayorada por unidad de longitud de viga, o por unidad de área de losa
- β_1 = factor que se define en la [sección 10.2.7.3](#)
- ϵ_t = deformación unitaria neta de tracción en el acero más traccionado, a la resistencia nominal
- ρ = cuantía de armadura no pretensada en tracción
= A_s/db
- ρ' = cuantía de armadura no pretensada en compresión
= A'_s/db

C8.0- Notación

Las unidades de medida se indican en la Notación para ayudar al usuario y no es la intención excluir el correcto uso de otras unidades para los mismos símbolos.

La definición de deformación unitaria neta de tracción en la [sección 2.1](#) excluye las deformaciones unitarias debidas al pretensado efectivo, fluencia lenta, retracción y temperatura.

CÓDIGO

- ρ_b = cuantía de armadura que produce condiciones balanceadas de deformación. Véase la [sección 10.3.2](#)
- ϕ = factor de reducción de resistencia. Véase la [sección 9.3](#)

8.1- Métodos de diseño

8.1.1- En el diseño de hormigón estructural, los elementos deben dimensionarse para que tengan una resistencia adecuada, de acuerdo con las disposiciones de este código, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia ϕ especificados en el [capítulo 9](#).

8.1.2- Se permite diseñar los elementos no pretensados de hormigón armado utilizando el Apéndice A, Método Alternativo de Diseño.

COMENTARIO

C8.1- Métodos de diseño

C8.1.1- El método de diseño por resistencia requiere que se incrementen por medio de los factores de carga especificados (resistencia requerida) las cargas de servicio o las fuerzas y momentos internos relacionados, y que las resistencias nominales calculadas se reduzcan por medio de los factores ϕ de reducción de resistencia (resistencia de diseño).

C8.1.2- El método alternativo de diseño reseñado en el [Apéndice A](#) es similar al método de diseño por tensiones admisibles de la edición 1963 del ACI 318. Los requisitos generales de servicialidad del código, tales como los requisitos para el control de deformación y agrietamiento deben cumplirse, ya sea que se use el método de diseño por resistencia del código o el método alternativo de diseño del [Apéndice A](#).

Aunque los elementos pretensados no pueden diseñarse según las disposiciones del método alternativo de diseño, el [capítulo 18](#) requiere suposiciones lineales esfuerzo-deformación para calcular los esfuerzos debidos a las cargas de servicio y los esfuerzos de transferencia del pretensado, a fin de investigar el comportamiento en condiciones de servicio, en tanto que para calcular la resistencia a la flexión, se utiliza el método de diseño por resistencia ([sección 18.7](#)).

Un apéndice no puede considerarse como parte oficial de un documento legal a menos que sea específicamente adoptado. Por lo tanto, se hace referencia específica al [Apéndice A](#) en el cuerpo del código para hacerlo una parte legal de él.

CÓDIGO

8.1.3- Se permite el diseño del hormigón armado usando las disposiciones del Apéndice B, Disposiciones de Diseño Unificado para Elementos de Hormigón Armado y Pretensado en Flexión y en Compresión.

8.2- Cargas

8.2.1- Las disposiciones de diseño de este código se basan en la suposición que las estructuras deben diseñarse para resistir todas las cargas solicitantes.

8.2.2- Las cargas de servicio deben estar de acuerdo con los requisitos de la ordenanza general de construcción de la cual forma parte este código, con las reducciones de sobrecarga que en dicha ordenanza general se permitan.

COMENTARIO

C8.1.3- Los diseños realizados de acuerdo al Apéndice B son igualmente aceptables, siempre que las disposiciones del [Apéndice B](#) sean usadas en su totalidad.

Un Apéndice no puede considerarse como una parte oficial de un documento legal a menos que sea específicamente adoptado. Por lo tanto, se hace referencia específica al [Apéndice B](#) en el cuerpo del código para hacerlo una parte legal de él.

C8.2- Cargas

Las disposiciones del código son adecuadas para sobrecargas, cargas por viento y sísmicas, como las recomendadas en “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures” ASCE 7 de la American Society of Civil Engineers (antiguamente ANSI 58.1). Si las cargas de servicio especificadas por la ordenanza general de construcción (de la cual el ACI 318 forma parte) difieren de las del ASCE 7, regirán las de la ordenanza general de construcción. Sin embargo, si la naturaleza de las cargas contenidas en la ordenanza local difiere en forma considerable de las cargas del ASCE 7, será necesario modificar algunas recomendaciones de este código para reflejar la diferencia.

Los techos deben diseñarse con suficiente pendiente o contraflecha para asegurar un drenaje adecuado, tomando en cuenta cualquier deformación a largo plazo del techo debida a cargas permanentes, o las cargas deben incrementarse para tomar en cuenta todas las probables acumulaciones de agua. Cuando la deformación de elementos de techo pueda dar como resultado apozamiento de agua, acompañado por incremento en la deformación y apozamiento adicional, el diseño debe asegurar que este proceso sea autolimitante.

CÓDIGO

8.2.3- En el diseño para cargas por viento y sismo, las partes integrales de la estructura deben diseñarse para resistir las cargas laterales totales.

8.2.4- Debe prestarse especial atención a los efectos de las fuerzas debidas al pretensado, cargas de montaje, vibración, impacto, retracción, cambios de temperatura, fluencia, expansión de hormigones de retracción compensada y asentamientos diferenciales de los apoyos.

8.3- Métodos de análisis

8.3.1- Todos los elementos de marcos o estructuras continuas deben diseñarse para resistir los efectos máximos producidas por las cargas mayoradas determinadas por medio del análisis elástico, excepto cuando se modifiquen de acuerdo con la [sección 8.4](#). Se debe permitir simplificar el diseño usando las suposiciones especificadas en las [secciones 8.6](#) a la [8.9](#).

8.3.2- Excepto para hormigón pretensado, se pueden emplear métodos aproximados de análisis de marcos para edificios con luces, alturas de entrepisos y tipos de construcción normales.

COMENTARIO

C8.2.3- Cualquier muro de hormigón armado que sea monolítico con otros elementos estructurales será considerado como una “parte integral”. Los muros divisorios pueden ser o no partes estructurales integrales. Si los muros divisorios pueden ser removidos, el sistema primario que resista la carga lateral debe proporcionar toda la resistencia requerida sin la contribución del muro divisorio removible. No obstante, los efectos de todos los muros divisorios unidos a la estructura deben ser tomados en consideración en el análisis de la estructura, debido a que ellos podrían conducir a mayores fuerzas de diseño en algunos o en todos los elementos. Las disposiciones especiales para el diseño sísmico se dan en el [capítulo 21](#).

C8.2.4- Se está acumulando información acerca de la magnitud de todos estos efectos, en especial, en cuanto a los efectos de la fluencia lenta y la retracción de las columnas en estructuras altas, [8.1](#) y sobre los procedimientos para incluir en el diseño las fuerzas que resultan de dichos efectos.

C8.3- Métodos de análisis

C8.3.1- Las cargas mayoradas son las cargas de servicio multiplicadas por los factores de carga apropiados. Cuando se utiliza el método alternativo de diseño del apéndice A, las cargas que se emplean en el diseño son cargas de servicio (factores de carga unitarios) . Para obtener momentos, esfuerzos de corte, reacciones, etc., se emplea el análisis elástico, tanto en el método alternativo de diseño como en el método de diseño por resistencia.

CÓDIGO

8.3.3- Como alternativa al análisis de marcos, se permite utilizar en el diseño de vigas continuas y de losas en una dirección (losas armadas para resistir los esfuerzos de flexión en una sola dirección), los siguientes momentos y esfuerzos de corte aproximados, siempre y cuando:

- (a) Haya dos o más vanos,
- (b) Los vanos sean aproximadamente iguales, sin que el mayor de los vanos adyacentes exceda en más de 20% al menor,
- (c) Las cargas estén uniformemente distribuidas,
- (d) La sobrecarga unitaria no exceda en 3 veces la carga permanente unitaria,
- (e) Los elementos sean prismáticos.

Momento positivo

Vanos extremos

El extremo discontinuo no está restringido $w_u \ell_n^2 / 11$

El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo $w_u \ell_n^2 / 14$

Vanos interiores $w_u \ell_n^2 / 16$

Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior.

Dos vanos $w_u \ell_n^2 / 9$

Más de dos vanos $w_u \ell_n^2 / 10$

Momento negativo en las demás caras de apoyos interiores

..... $w_u \ell_n^2 / 11$

COMENTARIO

C8.3.3- Los momentos y esfuerzos de corte aproximados proporcionan valores razonablemente conservadores para las condiciones indicadas cuando los elementos sometidos a flexión forman parte de un marco o de una estructura continua. Dado que la distribución de cargas que produce valores críticos para los momentos en las columnas de los marcos difiere de aquella que produce momentos negativos máximos en las vigas, los momentos de columnas deben evaluarse por separado.

Momento negativo en la cara de todos los apoyos para:

Losas con luces que no excedan de 3 m, y vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano $w_u \ell_n^2 / 12$

Momento negativo en la cara interior de los apoyos exteriores para los elementos construidos monolíticamente con sus apoyos

Cuando el apoyo es una viga de borde $w_u \ell_n^2 / 24$
 Cuando el apoyo es una columna $w_u \ell_n^2 / 16$

Esfuerzo de corte en elementos extremos en la cara del primer apoyo interior $1.15 w_u \ell_n / 2$

Esfuerzo de corte en la cara de todos los demás apoyos $w_u \ell_n / 2$

8.4- Redistribución de momentos negativos en elementos continuos no pretensados sometidos a flexión

Para criterios de redistribución de momentos en elementos de hormigón pretensado, véase la [sección 18.10.4](#).

8.4.1- Excepto cuando se empleen valores aproximados para los momentos, debe permitirse que los momentos negativos calculados por medio de la teoría elástica en los apoyos de elementos conti-

C8.4- Redistribución de momentos negativos en elementos continuos no pretensados sometidos a flexión

La redistribución de momentos depende de una adecuada ductilidad en las zonas de articulación plástica. Estas zonas de articulación plástica se desarrollan en los puntos de momentos máximo y provocan un cambio de posición en el diagrama de momentos elásticos. El resultado habitual es una reducción en los valores de los momentos negativos en la zona de articulación plástica, y un incremento en los valores de los momentos positivos con respecto a aquellos calculados por el análisis elástico. Como los momentos negativos se determinan

CÓDIGO

nuos sujetos a flexión para cualquier distribución de carga supuesta, se aumenten o disminuyan en no más de:

$$20 \left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right) \text{por ciento}$$

8.4.2- Los momentos negativos modificados deben usarse para calcular los momentos en las secciones del vano.

8.4.3- La redistribución de los momentos negativos debe hacerse sólo cuando la sección en la cual se reduce el momento se diseñe de tal manera que ρ o $\rho - \rho'$ no sea mayor que **0.50** ρ_b , donde:

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \quad (8-1)$$

COMENTARIO

para una distribución de carga y los momentos positivos para otra, cada sección tiene una capacidad de reserva que no se utiliza totalmente por ninguna de las condiciones de carga. Las articulaciones plásticas permiten utilizar la capacidad total de más secciones transversales en un elemento sometido a flexión en condición de cargas últimas.

Utilizando valores conservadores de deformaciones últimas en el hormigón y longitudes de articulaciones plásticas obtenidas de ensayos exhaustivos, se analizaron elementos sometidos a flexión con una pequeña capacidad de rotación, para estudiar la redistribución de momentos, variándolos de 10 a 20%, dependiendo del porcentaje de armadura. Se encontró que los resultados son conservadores (véase la fig. C 8.4). Los estudios hechos por Cohn^{8.2} y Mattock^{8.3} apoyan esta conclusión e indican que el agrietamiento y la deformación de las vigas diseñadas por medio de redistribución de momentos no son mucho mayores, bajo las cargas de servicio, que las de vigas diseñadas con la distribución de momentos de la teoría elástica. Además, estos estudios indican que queda disponible una adecuada capacidad de rotación para la redistribución de momentos permitida si los elementos satisfacen los requisitos del código. Este código mantiene el mismo límite de redistribución que el de las ediciones anteriores.

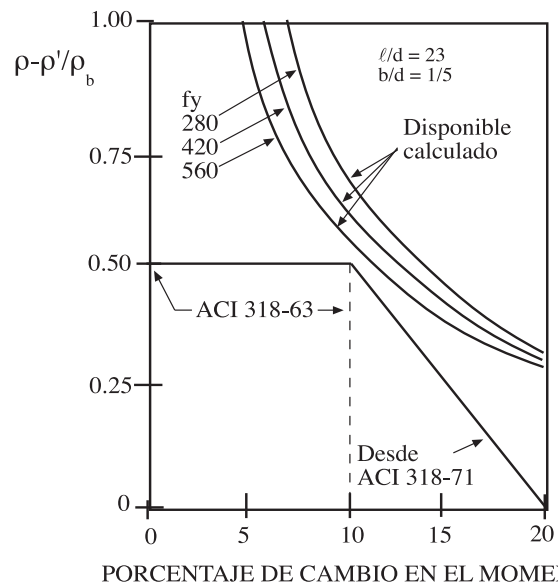


Fig. C 8.4 Redistribución permitida de momentos para la capacidad mínima de rotación.

La redistribución de momentos no es aplicable a elementos diseñados conforme al método alternativo de diseño del apéndice A, ni tampoco puede utilizarse para sistemas de losas diseñados de acuerdo con el Método de Diseño Directo. (Véase la [sección 13.6.1.7.](#))

8.5- Módulo de elasticidad

8.5.1- Debe permitirse que el módulo de elasticidad E_c para el hormigón se tome como $w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}$ (en MPa), para valores de w_c comprendidos entre 1500 y 2500 Kg/m³. Para hormigón de densidad normal, E_c puede considerarse como $4700 \sqrt{f'_c}$.

C8.5- Módulo de elasticidad

C8.5.1- Los estudios que conducen a la expresión para el Módulo de Elasticidad del Hormigón en la sección 8.5.1 se resumen en la Referencia 8.4 en donde E_c se define como la pendiente de la línea trazada desde un esfuerzo nulo hasta un esfuerzo a compresión de $0.45 f'_c$. El módulo del hormigón es sensible al módulo del agregado y podría diferir del valor especificado. Los valores medidos varían típicamente de 120% a 80% del valor especificado. Los métodos para la determinación del Módulo de Young para el Hormigón se describen en la [referencia 8.5.](#)

8.5.2- Se debe permitir que el módulo de elasticidad E_s para el acero de refuerzo no pretensado se considere como 200 000 MPa.

8.5.3- El módulo de elasticidad E_s para los cables de pretensado debe ser proporcionado por el fabricante o determinado mediante ensayos.

8.6- Rigidez

8.6.1- Debe permitirse que se adopte cualquier conjunto de suposiciones razonables para calcular las rigideces relativas a flexión y torsión de columnas, muros y sistemas de entrepisos y cielos del último piso. Las suposiciones que se hagan deben ser consistentes en todo el análisis.

C8.6- Rigidez

C8.6.1- Idealmente, las rigideces del elemento **EI** y **GJ** deben reflejar el grado de agrietamiento y de acción inelástica que ha ocurrido en cada elemento inmediatamente antes de la fluencia. Sin embargo, las complejidades involucradas en la selección de las diferentes rigideces de todos los elementos de un marco, harían que los análisis de marcos resultaran ineficientes para las oficinas de diseño. De allí que se requieran suposiciones más sencillas para definir las rigideces a flexión y torsión.

Para marcos arriostrados los valores relativos de la rigidez son importantes. En este caso, las dos suposiciones más comunes son: utilizar los valores totales de **EI** para todos los elementos, o utilizar la mitad del valor total de **EI** del alma de la viga para las vigas, y el valor total de **EI** para las columnas.

Para marcos no arriostrados al movimiento lateral, es deseable un cálculo más preciso de **EI** y debe necesariamente utilizarse si se llevan a cabo análisis de segundo orden. En el comentario a la [sección 10.11.1](#) se proporciona la guía para la selección de **EI** en este caso.

Dos condiciones determinan la necesidad de incluir la rigidez a torsión en el análisis de una estructura dada: (1) la magnitud relativa de las rigideces a torsión y flexión y (2) si se requiere de torsión para el equilibrio de una estructura (torsión de equilibrio), o si es debida a la torsión de los elementos con el

CÓDIGO

COMENTARIO

8.6.2- Al determinar los momentos y diseñar los elementos debe considerarse el efecto de las cartelas.

fin de mantener la compatibilidad de las deformaciones (torsión de compatibilidad). En el caso de la torsión de compatibilidad, la rigidez a torsión con frecuencia puede no tomarse en consideración. En los casos que involucren a la torsión de equilibrio deberá considerarse la rigidez a la torsión.

C8.6.2- Los coeficientes de rigidez y de momento de empotramiento para elementos acartelados se pueden obtener en la [referencia 8.6](#).

8.7- Longitud del vano

8.7.1- La luz de los elementos que no estén contruidos monolíticamente con sus apoyos debe considerarse como el vano más la altura del elemento, pero no necesita ser mayor que la distancia entre los centros de los apoyos.

C8.7- Longitud del vano

Los momentos en vigas calculados en el eje de los apoyos pueden reducirse a aquellos que actúan en el borde de los apoyos para el diseño de dichas vigas. La [referencia 8.7](#) proporciona un método aceptable para reducir los momentos del eje del apoyo a aquellos del borde de los apoyos.

8.7.2- En el análisis de marcos o elementos continuos para determinar los momentos, la luz debe considerarse como la distancia entre los centros de los apoyos.

8.7.3- Para vigas contruidas integralmente con sus apoyos, debe permitirse el diseño basado en los momentos en la cara de los apoyos.

8.7.4- Se permite que las losas macizas o nervadas contruidas monolíticamente con sus apoyos, con luces libres no mayores de 3 m, sean analizadas como losas continuas sobre apoyos simples, con luces iguales a las luces libres de la losa, pudiéndose despreciar el ancho de las vigas.

8.8- Columnas

8.8.1- Las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas mayoradas de todos los entresijos o cielo del último piso, y el momento máximo debido a las cargas mayoradas en el vano adyacente al entresijo o cielo del último piso que se está considerando. También se debe considerar la condición de carga que proporcione máxima razón entre el momento y la carga axial.

8.8.2- En marcos o en elementos continuos debe prestarse atención al efecto de las cargas no balanceadas de entresijos o cielo del último piso, tanto en las columnas exteriores como en las interiores, y a la carga excéntrica debida a otras causas.

8.8.3- Para calcular los momentos debidos a cargas gravitacionales en columnas construidas monolíticamente con la estructura, se permite considerar los extremos lejanos de las columnas como empotrados.

8.8.4- La resistencia a la flexión en cualquier nivel de entresijo o cielo del último piso se debe determinar distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente sobre y bajo el entresijo de que se trata, en forma proporcional a las rigideces relativas de las columnas y a las condiciones de empotramiento.

8.9- Disposiciones para la sobrecarga

8.9.1- Se permite suponer que:

- (a) la sobrecarga está aplicada únicamente al piso o al cielo sujeto a consideración;

C8.8- Columnas

La sección 8.8 ha sido desarrollada con la intención de asegurar que sean identificadas en el diseño las combinaciones máximas de cargas axiales y momentos.

La [sección 8.8.4](#) ha sido incluida para asegurarse que, si las vigas principales han sido dimensionadas usando la sección 8.3.3, los momentos en las columnas sean considerados en el diseño. El momento en 8.8.4 se refiere a la diferencia entre los momentos en un plano vertical dado, ejercidos en la línea central de la columna por los elementos que llegan a esa columna.

C8.9- Disposiciones para la sobrecarga

Para determinar los momentos y esfuerzos de corte en las columnas, muros y vigas, causados por las cargas gravitacionales, el código permite el uso de un modelo limitado a las vigas en el nivel considerado, con las columnas arriba y abajo de ese nivel. Los extremos lejanos de las columnas se considerarán empotrados para propósitos de análisis con cargas gravitacionales. Esta suposición no se aplica al

CÓDIGO

- (b) los extremos lejanos de las columnas construidas monolíticamente con la estructura están empotrados.

8.9.2- Se permite suponer que la disposición de la sobrecarga está limitada a las combinaciones de:

- (a) Carga permanente mayorada en todos los vanos con la sobrecarga mayorada en dos vanos adyacentes, y
- (b) Carga permanente mayorada en todos los vanos con la sobrecarga mayorada en vanos alternados.

8.10- Sistemas de vigas T

8.10.1- En la construcción de vigas T, las alas y el alma deben construirse monolíticamente o, de lo contrario, deben estar efectivamente unidos entre sí.

8.10.2- El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder de $1/4$ de la luz de la viga, y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder de:

- (a) 8 veces el espesor de losa, y
- (b) la mitad de la distancia libre al siguiente alma

8.10.3- Para vigas que tengan losa a un solo lado,

COMENTARIO

análisis para carga lateral. No obstante, en el análisis para cargas laterales, los métodos simplificados (como el método del portal) pueden utilizarse para obtener momentos, esfuerzos de corte y reacciones en estructuras que son simétricas, y que cumplan con las suposiciones utilizadas en tales métodos simplificados. Para las estructuras asimétricas o estructuras de múltiples pisos deben emplearse métodos más rigurosos en los que se reconozcan todos los desplazamientos estructurales.

Se espera que el ingeniero establezca los conjuntos de fuerzas máximas de diseño, investigando los efectos de la sobrecarga colocada en varias disposiciones críticas.

La mayoría de los métodos aproximados de análisis desprecian los efectos de las deformaciones sobre la geometría y los efectos de la flexibilidad axial. Por lo tanto, los momentos en vigas y columnas pueden tener que amplificarse por esbeltez de la columna de acuerdo con las [secciones 10.11, 10.12 y 10.13](#).

C8.10- Sistemas de vigas T

Esta sección contiene disposiciones idénticas a las de anteriores ediciones del ACI 318 en lo concerniente a la limitación de dimensiones relacionadas con los cálculos de rigidez y de flexión. En la [sección 11.6.1](#) se establecen disposiciones especiales relacionadas con la torsión en vigas T y otros elementos con alas.

el ancho sobresaliente efectivo del ala no debe exceder de:

- (a) $1/12$ de la luz de la viga;
- (b) 6 veces el espesor de la losa;
- (c) la mitad de la distancia libre al siguiente alma.

8.10.4- En vigas aisladas, en las que solamente se utilice la forma T para proporcionar con el ala un área adicional de compresión, el ala debe tener un espesor no menor de $1/2$ del ancho del alma, y un ancho efectivo no mayor de 4 veces el ancho del alma.

8.10.5- Cuando la armadura principal por flexión en una losa que se considere como ala de una viga T (excluyendo las losas nervadas) sea paralelo a la viga, se debe disponer de armadura perpendicular a la viga en la parte superior de la losa de acuerdo con lo siguiente:

8.10.5.1- La armadura transversal se debe diseñar para resistir la carga mayorada que actúa sobre el ala suponiendo que trabaja en voladizo. Para vigas aisladas debe considerarse el ancho total del ala. Para otros tipos de vigas T, sólo es necesario considerar el ancho sobresaliente efectivo del ala.

8.10.5.2- El espaciamiento de la armadura transversal no debe exceder de 5 veces el espesor de la losa ni de 500 mm.

8.11- Losas nervadas

8.11.1- La losa nervada consiste en una combinación monolítica de nervaduras regularmente espaciadas, y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección o en dos direcciones ortogonales.

C8.11- Losas nervadas

Las limitaciones de tamaño y de espaciamiento para la construcción de losas nervadas, que cumplen con las limitaciones descritas en las secciones 8.11.1 a la 8.11.3, se basan en el satisfactorio comportamiento observado en el pasado.

8.11.2- El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm; y debe tener una altura no mayor de 3 1/2 veces su ancho mínimo.

8.11.3- El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm.

8.11.4- Las losas nervadas que no cumplan con las limitaciones de las secciones [8.11.1](#) a [8.11.3](#), deben diseñarse como losas y vigas.

8.11.5- Cuando se empleen casetones hechos de arcilla cocida u hormigón que tengan una resistencia a la compresión por lo menos igual a la resistencia del hormigón de los nervios:

8.11.5.1- Se permite incluir la pared vertical del elemento de relleno que está en contacto con la nervadura en los cálculos de resistencia al corte y momento negativo. Ninguna otra parte de los rellenos debe incluirse en los cálculos de resistencia.

8.11.5.2- El espesor de la losa de hormigón sobre rellenos permanentes no debe ser menor que 40 mm, ni menor que 1/12 de la distancia libre entre nervaduras.

8.11.5.3- En losas nervadas en una dirección, se debe disponer en la losa armadura normal a las nervaduras de acuerdo con lo requerido en la sección 7.12.

8.11.6- Cuando se utilicen moldes o rellenos removibles que no cumplan con la sección 8.11.5:

8.11.6.1- El espesor de la losa no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre las nervaduras, ni menor de 50 mm.

C8.11.3- Se requiere un límite en el espaciamiento máximo de las nervaduras debido a la disposición especial que permite mayores resistencias al corte y un recubrimiento menor de hormigón para la armadura en estos elementos repetitivos, relativamente pequeños.

8.11.6.2- La losa debe llevar armadura perpendicular a las nervaduras que cubra lo requerido por flexión, considerando las concentraciones de carga, si las hay, pero no menor que el que se estipula en la [sección 7.12](#).

8.11.7- Cuando en la losa se requieran ductos o tuberías embebidos según lo permitido en la sección 6.3, el espesor en cualquier punto de ésta debe ser al menos 25 mm mayor que la altura total del ducto o tubería. Tales ductos o tuberías no deben reducir significativamente la resistencia del sistema.

8.11.8- En losas nervadas, se permite considerar que la contribución del hormigón al esfuerzo de corte (V_c) es un 10% mayor que lo especificado en el capítulo 11. La resistencia al corte se puede incrementar mediante el uso de armadura de corte o incrementando el ancho de los extremos de las nervaduras.

8.12- Sobrelosas

8.12.1- El acabado del piso no debe incluirse como parte de un elemento estructural, a menos que sea hormigonado monolíticamente con la losa o se diseñe de acuerdo con los requisitos del [capítulo 17](#).

8.12.2- Se permite que todo acabado de hormigón de un piso pueda considerarse como parte del recubrimiento requerido, o del espesor total, para efecto de consideraciones no estructurales.

C8.11.8- El incremento en la resistencia al corte permitida por la sección 8.11.8 se justifica por: (1) el comportamiento satisfactorio de construcciones con losas nervadas con resistencias más altas al corte, diseñadas según las anteriores ediciones del ACI 318, que permitían esfuerzos al corte comparables, y (2) la redistribución de las sobrecargas locales a los nervios adyacentes.

C8.12- Sobrelosas

El código no especifica un espesor adicional para superficies de desgaste sujetas a condiciones poco usuales de deterioro. Se deja a discreción del proyectista el aumentar el espesor para condiciones poco usuales.

Como en las ediciones anteriores, la sobrelosa sólo puede considerarse para propósitos de resistencia si se ha hormigonado monolíticamente con la losa; se permite incluir el sobreespesor en la altura estructural si se asegura la acción compuesta de acuerdo con el [capítulo 17](#).

CÓDIGO

COMENTARIO

Todas las sobrelosas pueden considerarse para propósitos no estructurales, tales como recubrimiento para armaduras, protección contra el fuego, etc. Sin embargo, deben tomarse precauciones para asegurar que la sobrelosa no se desprenda, provocando una disminución en el recubrimiento. Además, de acuerdo con la [sección 7.7](#), las consideraciones para el desarrollo de la armadura requieren un recubrimiento mínimo de hormigón construido monolíticamente.

CAPÍTULO 9

REQUISITOS DE RESISTENCIA Y SERVICIALIDAD

9.0- Notación

A_g	=	área total de la sección, mm ² .
A'_s	=	área de la armadura en compresión, mm ²
b	=	ancho del borde en compresión del elemento, mm
c	=	distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, mm
d	=	distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en tracción, mm
d'	=	distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en compresión, mm
d_s	=	distancia desde la fibra extrema en tracción al centroide de la armadura en tracción, mm
d_t	=	distancia desde la fibra extrema en compresión al acero extremo en tracción, mm
D	=	cargas permanentes, o esfuerzos internos correspondientes
E	=	carga sísmica, o esfuerzos internos correspondientes
E_c	=	módulo de elasticidad del hormigón, MPa. Véase la sección 8.5.1
f'_c	=	resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa
$\sqrt{f'_c}$	=	raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa
f_{ct}	=	resistencia promedio a la tracción por hendimiento del hormigón con agregado liviano
f_r	=	módulo de rotura del hormigón, MPa
f_y	=	tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa
F	=	cargas debidas al peso y presiones de fluidos con densidades bien definidas y al-

C9.0- Notación

Las unidades de medida se indican en la Notación para ayudar al usuario y no es la intención excluir el correcto uso de otras unidades para los mismo símbolos.

turas máximas controlables, o esfuerzos internos correspondientes.

h	=	altura total de un elemento, mm.
H	=	cargas debidas al peso y presión del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales, o esfuerzos internos correspondientes
I_{cr}	=	momento de inercia de la sección fisurada transformada a hormigón, mm ⁴
I_e	=	momento de inercia efectivo para el cálculo de las deformaciones, mm ⁴
I_g	=	momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje centroidal, sin tomar en consideración la armadura, mm ⁴
ℓ	=	luz de la viga o losa en una dirección según se define en la sección 8.7 ; proyección libre del voladizo, mm
ℓ_n	=	luz libre del lado mayor de losas armadas en dos direcciones, medida cara a cara de los apoyos en losas sin vigas, y cara a cara de vigas u otro tipo de apoyos en otros casos, mm
L	=	sobrecargas, o esfuerzos internos correspondientes
M_a	=	momento máximo en un elemento para la etapa en que se calcula su deformación, Nmm
M_{cr}	=	momento de fisuración. Véase la sección 9.5.2.3 , Nmm
P_b	=	resistencia nominal a carga axial en condición de deformación balanceada. Véase la sección 10.3.2 , N
P_n	=	resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada, N
T	=	efectos acumulados de temperatura, fluencia lenta, retracción, asentamiento diferencial, y hormigón de retracción compensada
U	=	resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o los esfuerzos internos correspondientes
w_c	=	densidad del hormigón, kg/m ³
W	=	carga por viento, o esfuerzos internos

	correspondientes
y_t	= distancia desde el eje centroidal de la sección bruta a la fibra extrema en tracción, sin tomar en consideración la armadura, mm
α	= razón entre la rigidez a la flexión de la sección de una viga y la rigidez a la flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes de las losas adyacentes (si las hay) a cada lado de la viga. Véase el capítulo 13
α_m	= valor promedio de α para todas las vigas en los bordes de una losa
β	= razón de luces libres, larga a corta, de una losa en dos direcciones
ϵ_t	= deformación neta de tracción en el acero extremo en tracción, para la resistencia nominal
λ	= factor para deformaciones adicional a largo plazo como se define en la sección 9.5.2.5
ξ	= factor que depende del tiempo para cargas sostenidas. Véase la sección 9.5.2.5
ρ	= cuantía de la armadura no pretensada de tracción, A_s/bd
ρ'	= cuantía de la armadura no pretensada de compresión, A'_s/bd
ρ_b	= cuantía de armadura que produce condiciones de deformación balanceada. Véase sección B.10.3.2
ϕ	= factor de reducción de resistencia. Véase la sección 9.3 .

La definición de deformación neta de tracción de la [sección 2.1](#) excluye las deformaciones debidas al pretensado efectivo, fluencia lenta, retracción y temperatura.

9.1- Generalidades

9.1.1- Las estructuras y los elementos estructurales deben ser diseñados para que tengan en cualquier sección una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida, calculada esta última para las cargas y fuerzas mayoradas en las condiciones establecidas en este código.

C9.1- Generalidades

C9.1.1- El capítulo 9 define la resistencia básica y las condiciones de serviciabilidad para dimensionar los elementos de hormigón armado.

CÓDIGO

9.1.2- Los elementos también deben cumplir con todos los demás requisitos de este código para garantizar un comportamiento adecuado en los niveles de carga de servicio.

COMENTARIO

El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como sigue:

Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida

$$\phi(\text{Resistencia nominal}) \geq U$$

En el procedimiento de diseño por resistencia, el margen de seguridad se proporciona multiplicando la carga de servicio por un factor de carga y la resistencia nominal por un factor de reducción como se describe a continuación:

1.- La “resistencia requerida” U se calcula multiplicando las cargas de servicio por los factores de carga. De esta manera, por ejemplo, el momento mayorado M_u , o la “resistencia requerida para momento” para carga permanente y para sobrecarga se calcula como:

$$U = 1.4D + 1.7L$$

o

$$M_u = 1.4M_d + 1.7M_\ell$$

donde M_d y M_ℓ son los momentos debidos a las cargas permanentes y sobrecargas de servicio. En el comentario a la sección 9.2 se describe con mayor amplitud la resistencia requerida. En el Capítulo 2 de los Comentarios se da la definición y la notación de la resistencia requerida.

2.- La “resistencia de diseño” de un elemento estructural se calcula multiplicando la “resistencia nominal” por un factor de reducción de resistencia ϕ menor que uno. El factor de reducción de resistencia toma en cuenta las incertidumbres en los cálculos de diseño y la importancia relativa de diversos tipos de elementos. Este factor refleja también las variaciones en la resistencia del material, la mano de obra y las dimensiones, las cuales pueden combinarse y tener como resultado una reducción de la resistencia. La “resistencia nominal” se calcula de acuerdo con los procedimientos

del código, suponiendo que el elemento tendrá las dimensiones exactas y las propiedades de los materiales utilizadas en los cálculos.^{9.1} Por ejemplo, la resistencia de diseño a la flexión de una sección transversal (sin armadura en compresión) puede expresarse como:

$$\phi M_n = \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

En el comentario a la [sección 9.3](#) se describen con mayor amplitud la resistencia de diseño y el factor de reducción de resistencia ϕ .

Combinando estas dos disposiciones de seguridad, el requisito básico para el diseño de la sección transversal de una viga se puede establecer como:

Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \geq 1.4 M_d + 1.7 M_\ell$$

Todas las notaciones con el subíndice u, tales como M_u , P_u , V_u solamente se refieren a los valores de resistencia requeridos. Los valores de la resistencia de diseño se denominan como ϕ veces la resistencia nominal, tales como ϕM_n , ϕP_n y ϕV_n .

9.2.- Resistencia requerida

9.2.1- La resistencia requerida U , que debe resistir la carga permanente D y la sobrecarga L , debe ser por lo menos igual a:

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (9-1)$$

C9.2- Resistencia requerida

La resistencia requerida U se expresa en términos de cargas mayoradas o de las fuerzas y momentos internos correspondientes. Las cargas mayoradas son las cargas especificadas en la ordenanza general de construcción multiplicadas por los factores de carga apropiados.

CÓDIGO

9.2.2- Si en el diseño se incluye la resistencia a los efectos estructurales de una carga especificada de viento, W , debe investigarse las siguientes combinaciones de D , L y W para determinar la mayor resistencia requerida U :

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7 L + 1.7W) \quad (9-2)$$

donde las combinaciones de carga deben incluir tanto el valor total, como el valor cero de L para determinar la condición más crítica y

$$U = 0.9D + 1.3W \quad (9-3)$$

pero en ninguna combinación de D , L y W , la resistencia requerida U debe ser menor que la requerida por la ecuación (9-1).

COMENTARIO

El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y con las variaciones esperables para dicha carga durante la vida de la estructura. Por esta razón, a las cargas permanentes que se determinan con mayor precisión y son menos variables se les asigna un factor de carga más bajo que a las sobrecargas. Los factores de carga también toman en cuenta la variabilidad del análisis estructural al calcular los esfuerzos de corte y momentos.

El código proporciona factores de carga para combinaciones específicas de carga. En cierta medida, se toma en consideración la probabilidad de la ocurrencia simultánea al asignar factores a las combinaciones de carga. Aunque las combinaciones de cargas más usuales están incluidas, el proyectista no debe suponer que estén cubiertos todos los casos.

Debe darse la debida consideración al signo en la determinación de U para las combinaciones de carga, dado que un tipo de carga puede producir efectos en sentido opuesto al de los producidos por otro tipo. Las combinaciones de carga con **0.9D** están específicamente incluidas para el caso en el cual una carga permanente reduce los efectos de las otras. Esta condición de carga puede ser crítica también para columnas controladas por tracción. En dicho caso, una reducción de la carga axial y un incremento del momento puede producir una combinación de carga más crítica.

Deben tomarse en consideración las diversas combinaciones de carga a fin de determinar la condición de diseño más crítica. Esto resulta particularmente cierto cuando la resistencia depende de más de un efecto de carga, tal como la resistencia a la flexión y la carga axial combinadas, o la resistencia al esfuerzo de corte en elementos con carga axial.

Si algunas circunstancias especiales requieren mayor confiabilidad de la resistencia de algún elemento en particular, distinta de aquella que se encuentra en la práctica acostumbrada, puede resultar apro-

CÓDIGO

9.2.3- Si se incluye en el diseño la resistencia a cargas o fuerzas especificadas de sismo, E , deben aplicarse las combinaciones de carga de la [sección 9.2.2](#), excepto que $1.1E$ debe sustituir a W .

9.2.4- Si se va a incluir en el diseño la resistencia al empuje lateral del terreno, H , la resistencia U debe ser por lo menos igual a:

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H \quad (9-4)$$

excepto que en donde D o L reduzcan el efecto de H , $0.9D$ debe sustituir a $1.4D$ y el valor cero de L se debe utilizar para determinar la mayor resistencia requerida U . En ninguna combinación de D , L o H la resistencia requerida U será menor que la requerida por la [ecuación \(9-1\)](#).

9.2.5- Cuando se incluye en el diseño la resistencia a cargas debidas a peso y presión de líquidos con densidades bien definidas y alturas máximas controladas, F , dichas cargas deben tener un factor de mayoración 1.4, que debe añadirse a todas las combinaciones de carga que incluyan la sobrecarga.

COMENTARIO

piada para dichos elementos una disminución en los factores de reducción de la resistencia ϕ o un aumento en los factores de carga U .

C9.2.3- Cuando deban considerarse los efectos de un sismo. Las ecuaciones (9-2) y (9-3) quedan :

$$U = 1.05D + 1.28L + 1.40E$$

y

$$U = 0.9D + 1.43E$$

La combinación de cargas para los casos que incluyan el efecto sísmico debe hacerse según lo especifica la norma NCh 433 Of 96.

Las combinaciones de carga anteriores consideran fuerzas sísmicas de servicio. En muchos de los códigos modelo y normas actualmente se especifican fuerzas sísmicas últimas. Las fuerzas sísmicas últimas no deben ser usadas en las combinaciones anteriores.

C9.2.4- Cuando se incluyan en el diseño las cargas laterales, H , debidas al empuje del terreno, a la presión de agua freática, o a la presión debida a materiales granulares, las ecuaciones de resistencia requerida se convierten en:

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H$$

y cuando D o L reducen el efecto de H

$$U = 0.9D + 1.7H$$

pero para cualquier combinación de D , L o H

$$U = 1.4D + 1.7L$$

C9.2.5- Esta sección aborda la necesidad de considerar específicamente las cargas debidas a pesos o presiones de líquidos. Proporciona un factor de carga para aquellas cargas con densidades bien definidas y alturas máximas controlables, equivalentes a las empleadas para cargas muertas. Estos fac-

CÓDIGO

COMENTARIO

tores reducidos no son apropiados cuando existe considerable incertidumbre en las presiones, como en el caso de presiones de aguas subterráneas o incertidumbre respecto a la profundidad máxima de líquido, como en el caso de empozamiento de agua. Véase la exposición sobre empozamiento en la sección 8.2 de los Comentarios.

Para presiones de fluidos bien definidas, las ecuaciones de resistencia requeridas son:

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.4F$$

y cuando **D** o **L** reduce el efecto de **F**

$$U = 0.9D + 1.4F$$

pero para cualquier combinación de **D**, **L** o **F**

$$U = 1.4D + 1.7L$$

9.2.6- Si en el diseño se toma en cuenta la resistencia a los efectos de impacto, éstos deben incluirse en la sobrecarga **L**.

9.2.7- Cuando los efectos estructurales **T** de los asentamientos diferenciales, la fluencia lenta, la retracción, la expansión de hormigones de retracción compensada o los cambios de temperatura sean significativos en el diseño, la resistencia requerida **U** debe ser por lo menos igual a:

$$U = 0.75(1.4D + 1.4T + 1.7L) \quad (9-5)$$

pero la resistencia requerida **U** no debe ser menor que:

$$U = 1.4(D + T) \quad (9-6)$$

C9.2.6- Cuando la carga viva se aplique rápidamente, como puede ser el caso de edificios para estacionamiento, embarcaderos de carga, pisos de bodegas, cabinas de elevadores, etc., deben considerarse los efectos de impacto. En todas las ecuaciones debe sustituirse **L** por (**L** + impacto), cuando el impacto deba considerarse.

C9.2.7- El diseñador debiera considerar los efectos de asentamientos diferenciales, fluencia lenta, retracción, temperatura y hormigones de retracción compensada. El término “estimación realista” se utiliza para indicar que deben usarse los valores más probables y no los valores del límite superior de las variables.

La ecuación (9-6) está para prevenir un diseño para la carga

$$U = 0.75(1.4D + 1.4T + 1.7L)$$

CÓDIGO

Las estimaciones de los asentamientos diferenciales, la fluencia lenta, la retracción, la expansión de hormigones de retracción compensada o los cambios de temperatura deben basarse en una determinación realista de tales efectos que ocurren durante el servicio de la estructura.

9.2.8 – Factores de Carga – Para el diseño de zonas de anclaje de postensado debe usarse un factor 1.2 para la fuerza máxima del gato en el cable.

COMENTARIO

que puede aproximarse a

$$U = 1.05(D + T)$$

cuando la sobrecarga es insignificante.

C9.2.8 – El factor de carga 1.2 aplicado a la máxima tensión del gato en el cable da por resultado una carga de diseño aproximadamente un 113% de la tensión especificada de fluencia del cable, pero no mayor a un 96% de la resistencia nominal última del cable. Esto se compara bien con la máxima fuerza que se puede obtener en el gato, la cual está limitada por el factor de eficiencia del anclaje.

9.3- Resistencia de diseño

9.3.1- La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, corte y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de este código, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia de secciones 9.3.2 y 9.3.4.

C9.3- Resistencia de diseño

C9.3.1- El término “resistencia de diseño” de un elemento es la resistencia nominal calculada de acuerdo con las disposiciones y suposiciones establecidas en el ACI 318, multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ que siempre es menor que uno.

Los propósitos del factor de reducción de resistencia ϕ son: (1) Tomar en consideración la probabilidad de la presencia de elementos con una menor resistencia, debida a variación en la resistencia de los materiales y en las dimensiones. (2) Tomar en consideración las inexactitudes de las ecuaciones de diseño. (3) Reflejar el grado de ductilidad y la confiabilidad requerida para el elemento bajo los efectos de la carga sujeta a consideración y, (4) Reflejar la importancia del elemento en la estructura.^{9.2, 9.3}. Por ejemplo, se utiliza un ϕ más bajo para columnas que para vigas, pues las columnas generalmente tienen menor ductilidad, son más sensibles a las variaciones de resistencia del hormigón y por lo general, soportan áreas de carga mayores que las vigas. Además, a las columnas con armadura en zuncho se les concede un ϕ más alto que las columnas con amarras, puesto que poseen mayor ductilidad o tenacidad.

CÓDIGO

9.3.1.1- Si la estructura incluye elementos principales de otros materiales, dimensionados para satisfacer las combinaciones de factores de carga de la sección 2.3 del ASCE 7, se permite que los elementos de hormigón sean dimensionados usando los coeficientes de reducción de la resistencia ϕ listados en el Apéndice C y las combinaciones de factores de carga de ASCE 7.

9.3.2- El factor de reducción de resistencia, ϕ , debe ser el siguiente:

9.3.2.1- Flexión sin carga axial..... 0.90

9.3.2.2- Carga axial y carga axial con flexión. (Para carga axial con flexión, tanto la resistencia nominal a carga axial como a momento deben multiplicarse por un valor único apropiado de ϕ)

(a) Tracción axial y tracción axial con flexión 0.90

(b) Compresión axial y flexo-compresión:
Elementos con zunchos según la sección 10.9.3 0.75
Otros elementos armados ... 0.70

excepto que para valores bajos de compresión axial, se permite que ϕ se incremente de acuerdo con lo siguiente:

Para elementos en los cuales f_y no exceda de 420 MPa con armadura simétrica y $(h-d'-d_s)/h$ no menor de 0.70, se permite que ϕ aumente linealmente hasta 0.90, a medida que ϕP_n disminuye desde $0.10 f'_c A_g$ hasta cero.

COMENTARIO

C9.3.1.1- El Apéndice C ha sido incluido para facilitar los cálculos de edificios con una parte importante de su estructura formada por elementos diferentes al hormigón. Si se usan los factores de reducción de la resistencia del Apéndice C para los elementos de hormigón, las resistencias requeridas deben ser determinadas usando las combinaciones de factores de carga de la sección 2.3 del ASCE 7.

C9.3.2.1- En la aplicación de las secciones 9.3.2.1 y 9.3.2.2, la tracción y compresión axial a considerar son aquellas causadas por las fuerzas externas. No se incluyen los efectos de las fuerzas de pretensado.

C9.3.2.2- Para elementos sujetos a carga axial con flexión, se determinan las resistencias de diseño multiplicando tanto P_n como M_n por un único valor apropiado de ϕ . Para elementos sujetos a flexión y cargas relativamente pequeñas de compresión axial, la falla se inicia por fluencia de la armadura de tracción y tiene lugar de manera cada vez más dúctil conforme decrece la razón entre carga axial y momento. De manera simultánea también disminuye la variabilidad de la resistencia. Por consiguiente, para cargas axiales pequeñas resulta razonable permitir un incremento de ϕ desde el valor para elementos en compresión hasta el valor 0.90 permitido para flexión a medida disminuye la resistencia de diseño a carga axial ϕP_n de un valor especificado a cero.

Para elementos que cumplan las limitaciones especificadas para $(h-d'-d_s)/h$ y f_y la transición se inicia en la resistencia de diseño a carga axial, ϕP_n , de $0.10 f'_c A_g$. Para otras condiciones, debe calcularse P_b para determinar el valor superior de la resistencia de diseño a carga axial ϕP_n (el más pequeño entre $0.10 f'_c A_g$ y ϕP_b) bajo el cual se puede realizar un incremento de ϕ .

CÓDIGO

Para otros elementos armados, puede incrementarse linealmente a 0.90 a medida que ϕP_n disminuye desde $0.10 f'_c A_g$ ó ϕP_b , el que sea menor, hasta cero.

9.3.2.3- Corte y torsión 0.85

9.3.2.4- Aplastamiento en el hormigón
(excepto para anclaje de postensado) 0.70

9.3.2.5- Zonas de anclaje
de postensado.....0.85

9.3.3- Las longitudes de desarrollo especificadas en el [capítulo 12](#) no requieren de un factor ϕ .

9.3.4 – En estructuras que resisten los efectos sísmicos por medio de marcos especiales resistentes a momento o por medio de muros especiales de hormigón armado, el factor de reducción de la resistencia, ϕ , debe modificarse como sigue:

(a) El factor de reducción de la resistencia para corte debe ser 0.60 para cualquier elemento estructural que se diseñe para tomar los efectos sísmicos si su resistencia nominal a corte es menor que el corte correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del elemento. La resistencia nominal a flexión debe determinarse considerando las cargas axiales mayoradas más críticas, incluyendo los efectos sísmicos;

(b) El factor de reducción de la resistencia para corte en diafragmas no debe exceder el mínimo factor de reducción de la resistencia para corte usado para los elementos verticales del sistema primario resistente a fuerzas laterales;

(c) El factor de reducción de la resistencia para corte en nudos y vigas de acoplamiento armadas en forma diagonal debe ser 0.85.

COMENTARIO

El factor ϕ para aplastamiento del hormigón de esta sección no se aplica en el caso de las placas de anclaje de postesado. (Véase el [comentario a la sección 18.13.](#))

C9.3.2.5 – el factor ϕ igual a 0.85 refleja la amplia dispersión de resultados experimentales sobre zonas de anclaje. Dado que la sección 18.13.4.2 limita la resistencia nominal a compresión del hormigón no confinado en la zona general a $0.7\lambda f'_{ci}$, la resistencia efectiva de diseño para hormigón no confinado es $0.85 \times 0.7\lambda f'_{ci} \approx 0.6\lambda f'_{ci}$

C9.3.4- Los factores de reducción de resistencia en 9.3.4 tienen la intención de compensar las inexactitudes en la estimación de la resistencia de los elementos estructurales en los edificios. Se basan principalmente en la experiencia con una carga aplicada constante o con un incremento continuo. Para construcciones en regiones de alto riesgo sísmico, algunos de los factores de reducción de resistencia se han modificado en 9.3.4 para tomar en cuenta los efectos de inversiones de desplazamientos en el rango no lineal de respuesta.

La sección 9.3.4.(a) se refiere a elementos frágiles tales como muros de poca altura o porciones de muros entre aberturas con proporciones tales, que no resulta práctico reforzarlos con el objeto de elevar su resistencia nominal al corte por encima del corte correspondiente a la resistencia nominal por flexión para las condiciones de carga correspondientes.

Los muros estructurales cortos eran los elementos verticales primarios del sistema resistente a fuerzas laterales en muchos de las estructuras de estacionamiento que sufrieron daño durante el terremoto

CÓDIGO

COMENTARIO

9.3.5- Los factores de reducción de la resistencia ϕ para flexión, compresión, corte y aplastamiento en hormigón estructural simple de acuerdo al [Capítulo 22](#) deben ser 0.65

9.4- Resistencia de diseño para la armadura

Los diseños no deben basarse en una tensión de fluencia de la armadura f_y que exceda de 560 MPa, excepto para cables de pretensado.

de Northridge el año 1994. La sección 9.3.4(b) requiere que el factor de reducción de la resistencia para corte en diafragmas sea 0.60 en el caso en que dicho factor de reducción sea 0.60 para los muros.

C9.3.5- Los factores de reducción de la resistencia ϕ para hormigón estructural simple se han hecho iguales para todas las condiciones de carga. Dado que tanto la resistencia a tracción por flexión como la resistencia al corte para el hormigón simple dependen de las características de resistencia a tracción del hormigón, sin una reserva de resistencia o ductilidad por la ausencia de armadura, se ha considerado apropiado usar factores de reducción de la resistencia iguales tanto para flexión como para corte.

C9.4- Resistencia de diseño para la armadura

Además del límite superior de 560 Mpa para la tensión de fluencia de la armadura no pretensada, existen limitaciones sobre la tensión de fluencia en otras secciones de este código.

En las [secciones 11.5.2, 11.6.3.4, y 11.7.6](#), el máximo f_y que se puede utilizar para el diseño de la armadura por corte y torsión es de 420 Mpa, excepto que puede usarse un f_y de 560 Mpa para armadura al corte que cumpla con los requisitos de ASTM A 497.

En las [secciones 19.3.2 y 21.2.5](#): el máximo f_y especificado es de 420 MPa para cáscaras, placas plegadas y estructuras que se rigen por las disposiciones sísmicas especiales del [capítulo 21](#).

Las disposiciones para la deformación de la sección 9.5 y las limitaciones acerca de la distribución de la armadura de flexión de la [sección 10.6](#) se vuelven más críticas conforme aumenta f_y .

9.5- Control de deformaciones

9.5.1- Los elementos de hormigón armado sujetos a flexión deben diseñarse para tener una rigidez adecuada a fin de limitar cualquier deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o la condición de servicio de una estructura.

9.5.2- Elementos armados en una dirección (no pretensados)

9.5.2.1- Las alturas o espesores mínimo establecidos en la [tabla 9.5 \(a\)](#) deben aplicarse a los elementos en una dirección que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse por grandes deformaciones, a menos que el cálculo de las deformaciones indique que se puede utilizar un espesor menor sin provocar efectos adversos.

C9.5- Control de deformaciones^{9.4}

C9.5.1- Las disposiciones de la sección 9.5 únicamente se ocupan de las deformaciones que puedan ocurrir a los niveles de carga de servicio. Cuando se calculen deformaciones a largo plazo, únicamente debe considerarse la carga permanente y la porción de la sobrecarga que actúan en forma permanente.

Se dan dos métodos para controlar las deformaciones. Para vigas no pretensadas y losas en una dirección, y para elementos compuestos se deben seguir las disposiciones de altura o espesor total mínimo, según la [tabla 9.5\(a\)](#) y satisfacer los requisitos del código para elementos que no soporten ni estén ligados a muros divisorios u otros elementos susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones. Para elementos no pretensados en dos direcciones la altura mínima requerida en las [secciones 9.5.3.1](#), [9.5.3.2](#) y [9.5.3.3](#) satisface los requisitos del código.

Para elementos no pretensados que no cumplan con estos requisitos de altura o espesor mínimo o que soporten o estén ligados a muros divisorios, u otros elementos susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones y para todos los elementos de hormigón pretensado sujetos a flexión, las deformaciones deben calcularse mediante los procedimientos descritos o referidos en las secciones adecuadas de la norma y deben limitarse a los valores de la [tabla 9.5\(b\)](#).

C9.5.2- Elementos armados en una dirección (no pretensados)

C9.5.2.1- Las alturas o espesores mínimos de la [tabla 9.5\(a\)](#) son aplicables para vigas y losas no pretensadas en una dirección (sección 9.5.2) y para elementos compuestos ([sección 9.5.5](#)). Los valores de altura o espesor mínimo solamente se aplican a elementos que no soportan ni están ligados a muros divisorios u otros elementos susceptibles de ser dañados por las deformaciones.

CÓDIGO

TABLA 9.5 (a).

Alturas o espesores mínimos de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección a menos que se calculen las deformaciones*.

		Espesor Mínimo, h		
	Simplemen- te apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse por grandes deformaciones.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

* La luz ℓ está en mm.

Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de hormigón de peso normal ($w_c = 2\,400\text{ kg/m}^3$) y refuerzo grado 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

- Para hormigón liviano estructural de peso unitario dentro del rango de $1\,500$ a $2\,000\text{ kg/m}^3$, los valores de la tabla deben multiplicarse por $(1.65 - 0.0003 w_c)$, pero no menos de 1.09, donde w_c es la densidad en kg/m^3 .
- Para otros valores de f_y distintos de 420 MPa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/700)$.

COMENTARIO

Los valores de altura o espesor mínimo deben modificarse si se utilizan hormigones que no sean de peso normal y armadura con una tensión de fluencia de 420 MPa. Las notas de la tabla son esenciales para elementos de hormigón armado construidos con hormigón liviano estructural y/o con armadura que tenga una tensión de fluencia distinta de 420 MPa. Si se dan ambas condiciones, deben aplicarse las correcciones (a) y (b) indicadas a los pies de la tabla.

La modificación para hormigón liviano de la nota (a) se basa en el estudio de los resultados y análisis de la [referencia 9.5](#). No se dan correcciones para hormigón cuya densidad esté entre $1\,900\text{ kg/m}^3$ y $2\,300\text{ kg/m}^3$, puesto que el factor de corrección debe estar próximo a la unidad en este rango.

La modificación por tensión de fluencia en la nota (b) es aproximada, pero debe producir resultados conservadores para los tipos de elementos considerados en la tabla, para los porcentajes típicos de armadura y para valores de f_y entre 280 y 560 MPa.

Los límites indicados en la tabla 9.5(a) pueden ser insuficientes para el control de deformaciones, especialmente en el caso de voladizos

CÓDIGO

9.5.2.2- Cuando se calcule las deformaciones, aquellas que ocurran inmediatamente por la aplicación de la carga deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para las deformaciones elásticas, tomando en consideración los efectos de la fisuración y de la armadura en la rigidez del elemento.

9.5.2.3- A menos que los valores de rigidez se obtengan mediante un análisis más completo, las deformaciones inmediatas deben calcularse tomando el módulo de elasticidad del hormigón, E_c , que se especifica en la [sección 8.5.1](#) (para hormigón de peso normal o liviano) y el momento de inercia efectivo debe tomarse como se indica a continuación, pero no debe ser mayor que I_g .

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (9-7)$$

donde

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (9-8)$$

y para hormigón de peso normal,

$$f_r = 0.7 \sqrt{f'_c} \quad (9-9)$$

Cuando se use hormigón con agregado liviano, debe aplicarse alguna de las modificaciones siguientes:

- Cuando el valor de f_{ct} esté especificado y la dosificación del hormigón esté de acuerdo con la sección 5.2, f_r debe modificarse sustituyendo $\sqrt{f'_c}$ por $1.8 f_{ct}$, pero el valor de $1.8 f_{ct}$ usado no debe exceder de $\sqrt{f'_c}$.
- Cuando no se especifique f_{ct} , f_r debe multiplicarse por 0.75 para hormigón liviano en todos sus componentes, y por 0.85 para hormigón liviano con arena de peso normal. Se permite interpolar linealmente si se usa una sustitución parcial de la arena.

COMENTARIO

C9.5.2.2- Para el cálculo de las deformaciones inmediatas de elementos prismáticos no fisurados pueden utilizarse los métodos o fórmulas usuales para las deformaciones elásticas, con un valor constante de $E_c I_g$ en toda la longitud de la viga. Sin embargo, si el elemento está fisurado en una o más secciones, o si su altura varía a lo largo del vano, resulta necesario realizar un cálculo más exacto.

C9.5.2.3- El procedimiento del momento efectivo de inercia, descrito en el código y en la [referencia 9.6](#), se seleccionó considerando que es suficientemente preciso para emplearse en el control de deformaciones. [9.7-9.9](#) El I_e efectivo se desarrolló para proporcionar una transición entre los límites superior e inferior de I_g e I_{cr} , como función de la relación M_{cr}/M_a . En la mayoría de los casos prácticos, I_e será menor que I_g .

CÓDIGO

9.5.2.4- Para elementos continuos se permite tomar el momento efectivo de inercia como el promedio de los valores obtenidos de la [ecuación \(9-7\)](#) para las secciones críticas de momento positivo y negativo. Para elementos prismáticos, se permite tomar el momento efectivo de inercia como el valor obtenido de la [ecuación \(9-7\)](#) en la mitad de la luz para tramos simples y continuos, y en el punto de apoyo para voladizos.

9.5.2.5- A menos que los valores se obtengan mediante un análisis más completo, la deformación adicional a largo plazo, resultante de la fluencia lenta y retracción de elementos en flexión (hormigón normal o liviano), debe determinarse multiplicando la deformación inmediata causada por la carga permanente por el factor

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (9-10)$$

donde ρ' será el valor en la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos. El factor ξ dependiente del tiempo, para cargas sostenidas, puede tomarse igual a:

5 años o más.....	2.0
12 meses.....	1.4
6 meses.....	1.2
3 meses.....	1.0

COMENTARIO

C9.5.2.4- Para elementos continuos, el procedimiento del código sugiere el promedio simple de valores de I_e para las secciones de momentos positivos y negativo. El empleo de las propiedades de la sección al centro del vano para elementos prismáticos continuos, es considerado satisfactorio en cálculos aproximados, principalmente porque la rigidez al centro del vano (incluyendo el efecto del agrietamiento) tiene efecto dominante sobre las deformaciones como lo muestra el Comité ACI 435^{9.10, 9.11} y la SP-43.^{9.4}

C9.5.2.5- La retracción y la fluencia lenta debidas a las cargas mantenidas en el tiempo provocan mayores “deformaciones de largo plazo” a las que ocurren cuando las cargas se aplican por primera vez en la estructura. Estas deformaciones están influidas por: la temperatura, la humedad, las condiciones de curado, la edad en el momento de la carga, la cantidad de armadura de compresión, la magnitud de la carga mantenida y otros factores. La expresión dada en esta sección se considera satisfactoria para usarse con los procedimientos del código para calcular deformaciones inmediatas, y con los límites dados en la [tabla 9.5\(b\)](#)^{9.12}. Debe hacerse notar que la deformación calculada de acuerdo con esta sección es la deformación adicional a largo plazo, debida a la carga permanente y a la porción de la sobrecarga mantenida durante un período suficiente para provocar deformaciones significativas dependientes del tiempo.

La ecuación (9-10) se desarrolló en la [referencia 9.13](#). En la ecuación (9-10) el multiplicador de ξ toma en cuenta el efecto de la armadura de compresión para reducir las deformaciones de largo plazo. $\xi=2.0$ representa un factor nominal dependiente del tiempo para 5 años de duración de la carga. Para períodos de carga de menos de 5 años puede emplearse la curva en la [figura C 9.5.2.5](#) para calcular valores de ξ .

Cuando se desea considerar por separado fluencia lenta y retracción, pueden aplicarse las ecuaciones aproximadas que se proporcionan en las [referencias 9.6, 9.7, 9.13 y 9.14](#).

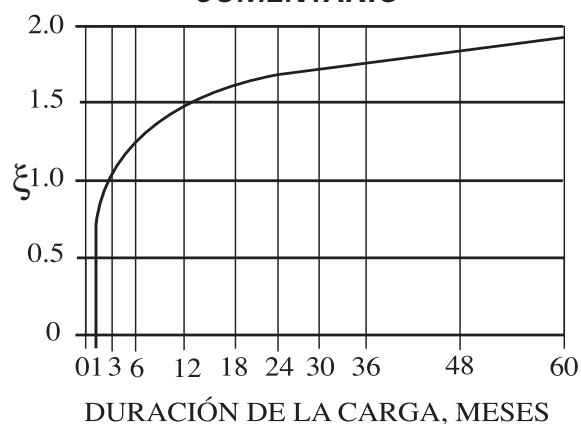


Fig. C 9.5.2.5 Factores para las deformaciones a largo plazo.

En el caso de losas, el factor ξ para deformaciones de largo plazo debe tomarse igual a 3.

9.5.2.6- La deformación calculada de acuerdo con las secciones 9.5.2.2 a la 9.5.2.5 no debe exceder los límites establecidos en la tabla 9.5 (b).

C9.5.2.6- Debe observarse que las limitaciones dadas en esta tabla se relacionan únicamente con elementos no estructurales apoyados o ligados. Para aquellas estructuras en las que los elementos es-

TABLA 9.5 (b).
Deformación máxima admisible de cálculo

Tipo de elemento	Deformación considerada	Límite de deformación
Azoteas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.	Deformación inmediata debida a la sobrecarga, L	$\frac{\ell}{180}^*$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.	Deformación inmediata debida a la sobrecarga, L	$\frac{\ell}{360}$
Sistema de entrepiso o azotea que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.	La parte de la deformación total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deformación a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deformación inmediata debida a cualquier sobrecarga adicional) \pm	$\frac{\ell}{480}^+$
Sistema de entrepiso o azotea que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.		$\frac{\ell}{240}^\S$

* Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el estancamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deformaciones adecuados, incluyendo las deformaciones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

+ Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

\pm Las deformaciones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con la sección 9.5.2.5 o la 9.5.4.2, pero se pueden reducir en la cantidad de deformación calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deformación de elementos similares a los que se están considerando.

\S Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deformación total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

9.5.3- Elementos armados en dos direcciones (no pretensados)

9.5.3.1- La sección 9.5.3 tiene prioridad en relación al espesor mínimo de losas u otros elementos armados en dos sentidos diseñados de acuerdo con las disposiciones del [capítulo 13](#) y que se ajusten a los requisitos de la [sección 13.6.1.2](#). El espesor de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos en todos sentidos deben satisfacer los requisitos de una de las [secciones 9.5.3.2.](#), ó [9.5.3.4](#). El espesor de las losas con vigas que se extiendan entre los apoyos en todos sentidos deben satisfacer los requisitos de una de las secciones [9.5.3.3](#) o [9.5.3.4](#).

9.5.3.2- El espesor mínimo de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos y que tienen una razón entre lados no mayor que 2, debe estar de acuerdo con lo requerido en la tabla 9.5(c) y no debe ser inferior que los siguientes valores:

- | | |
|---|--------|
| (a) Losas sin ábacos según se define en la secciones 13.3.7.1 y 13.3.7.2 | 120 mm |
| (b) Losas con ábacos según se define en las secciones 13.3.7.1 y 13.3.7.2 | 100 mm |

tructurales son susceptibles de ser afectados por las deformaciones de los elementos a los que están ligados, de tal manera que afecten adversamente la resistencia de la estructura, estas deformaciones y las fuerzas resultantes deben considerarse explícitamente en el análisis y el diseño de las estructuras, como lo dispone la [sección 9.5.1](#). ([Referencia 9.9](#))

Cuando se calculen las deformación a largo plazo, puede restarse la parte de la deflexión que ocurre antes de ligar los elementos no estructurales. Al hacer esta corrección puede emplearse la curva de la [fig. C 9.5.2.5](#) para elementos de dimensiones y formas usuales.

C9.5.3- Elementos armados en dos direcciones (no pretensados)

C9.5.3.2- Los límites en la [Tabla 9.5\(c\)](#) son aquellos que han evolucionado a través de los años en los códigos de construcción. Se supone que las losas que se ajusten a esos límites no han tenido como resultado problemas sistemáticos relacionados con la rigidez para cargas a corto y largo plazo. Naturalmente, esta conclusión se aplica únicamente en el dominio de experiencias anteriores en cargas, medio ambiente, materiales, condiciones de borde, y vanos.

TABLA 9.5 (c).
Espesores mínimos de losas
sin vigas interiores

Tensión de fluencia f_y , MPa*	Sin ábacos +		Con ábacos +			
	Losas exteriores		Losas interiores	Losas exteriores		Losas interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde ∇		Sin vigas de borde	Con vigas de borde ∇	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

* Para valores de tensión de fluencia de la armadura mostrados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.

+ El ábaco se define en las secciones 13.3.7.1 y 13.3.7.2.

∇ Losas con vigas entre las columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de α para la viga de borde no debe ser menor que 0.8.

9.5.3.3- El espesor mínimo para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados debe ser:

- Para α_m igual o menor que 0.2, se aplican las disposiciones del párrafo 9.5.3.2.
- Para α_m mayor que 0.2 pero no mayor que 2.0, el espesor no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \quad (9-11)$$

pero no menor que 120 mm.

C9.5.3.3- Para losas que tengan una razón entre el lado largo y el lado corto mayor que 2, el uso de las ecuaciones (9-11) y (9-12), que indican el espesor mínimo como porcentaje del largo, pueden conducir a resultados poco razonables. Para dichas losas, deben usarse las reglas para losas en una dirección de la sección 9.5.2.

El requisito en la subsección (a) para α_m igual a 0.2 hace posible eliminar la ecuación (9-13) del ACI 318-89. Dicha ecuación daba resultados esencialmente idénticos a los de la tabla 9.5(c), como lo hace la ecuación (9-11) con un valor de α_m igual a 0.2.

- (c) Para α_m mayor que 2.0, el espesor no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \quad (9-12)$$

y no menor que 90 mm.

- (d) En bordes discontinuos debe disponerse una viga de borde que tenga una relación de rigidez no menor de 0.80, o bien aumentarse el espesor mínimo requerido por las ecuaciones (9-11) ó (9-12), por lo menos un 10% en la losa que tenga un borde discontinuo.

9.5.3.4- Se permite utilizar espesores de losas menores que los mínimos requeridos en las [secciones 9.5.3.1, 9.5.3.2 y 9.5.3.3](#) si se demuestra por cálculo que la deformación no excederá los límites establecidos en la [tabla 9.5 \(b\)](#). Las deformaciones deben calcularse tomando en cuenta el tamaño y la forma de la losa, las condiciones de apoyo y la naturaleza de las restricciones en los bordes de la losa. El módulo de elasticidad del hormigón E_c debe ser el especificado en la [sección 8.5.1](#). El momento de inercia efectivo debe ser el proporcionado por la [ecuación \(9-7\)](#); se permite emplear otros valores si los resultados del cálculo de la deformación concuerdan razonablemente con los resultados de un gran número ensayos. La deformación adicional a largo plazo debe calcularse de acuerdo con la [sección 9.5.2.5](#).

9.5.4- Elementos de hormigón pretensado

C9.5.3.4- El cálculo de deformaciones en losas es complicado, aun suponiendo un comportamiento lineal elástico. Para el cálculo de las deformaciones inmediatas, puede usarse los valores de E_c e I_e especificados en la [sección 9.5.2.3^{9.9}](#). Sin embargo, pueden usarse otros valores para la rigidez EI si generan predicciones de deformaciones que representen razonablemente los resultados de ensayos significativos.

Dado que la información disponible sobre deformaciones de largo plazo en losas es muy limitada como para justificar un procedimiento más elaborado, se permite usar los factores dados en la [sección 9.5.2.5](#) para calcular las deformaciones adicionales de largo plazo.

C9.5.4- Elementos de hormigón pretensado

El código requiere que la deformación de cualquier elemento de hormigón pretensado sujeto a flexión se calcule y se compare con los valores admisibles dados en la [tabla 9.5\(b\)](#).

CÓDIGO

9.5.4.1- Para elementos en flexión diseñados de acuerdo con el [capítulo 18](#), las deformaciones inmediatas deben ser calculadas por los métodos o fórmulas usuales para deformación elástica, y se permite utilizar el momento de inercia de la sección total de hormigón para las secciones no fisuradas.

9.5.4.2- La deformación adicional a largo plazo en elementos de hormigón pretensado debe calcularse teniendo en cuenta las tensiones en el hormigón y en el acero bajo carga permanente, e incluyendo los efectos de la fluencia lenta y la retracción del hormigón, así como la relajación del acero.

COMENTARIO

C9.5.4.1- Las deformaciones inmediatas de elementos de hormigón pretensado pueden calcularse por los métodos o fórmulas usuales para deformaciones elásticas, utilizando el momento de inercia de la sección total de hormigón (sin fisurar) y el módulo de elasticidad del hormigón especificado en la [sección 8.5.1](#). Este método puede ser inseguro para elementos que tengan un esfuerzo por tracción en el hormigón relativamente alto, tal como el que se permite en la [sección 18.4.2\(d\)](#), y requerir un cálculo de deformaciones basado en la sección agrietada transformada.

También se ha demostrado en la [referencia 9.15](#) que el método de I_e puede usarse para calcular deformaciones en elementos parcialmente pretensados, cargados más allá de la carga de fisuración. En este caso, el momento de agrietamiento debe tomar en cuenta los efectos del pretensado. En la [referencia 9.15](#) también se da un método que predice el efecto de la armadura de tracción no pretensada para reducir la contraflecha debida a la fluencia lenta, de forma aproximada a la que se hace mención en las [referencias 9.9 y 9.16](#).

C9.5.4.2- El cálculo de las deformaciones a largo plazo de elementos de hormigón pretensado sujetos a flexión es complicado. Los cálculos deben tomar en consideración no sólo el incremento de las deformaciones debido a los esfuerzos por flexión, sino también las deformaciones adicionales a largo plazo que son el resultado del acortamiento dependiente del tiempo del elemento sujeto a flexión.

El hormigón pretensado se acorta más con el tiempo que otros elementos no pretensados semejantes. Esto se debe a la precompresión en la losa o la viga, la cual produce fluencia lenta axial. Esta fluencia lenta, junto con la retracción del hormigón, tiene como resultado un acortamiento significativo de los elementos sujetos a flexión que continúa durante varios años después de la construcción y debe tomarse en consideración en el diseño. El acortamien-

to tiende a reducir la tensión en los cables de pretensado, disminuyendo de esta manera la precompresión en el elemento y, en consecuencia, produciendo incrementos en las deformaciones a largo plazo.

Otro factor que puede ejercer influencia en las deformaciones a largo plazo de elementos pretensados sujetos a flexión, es el hormigón o albañilería adyacente no pretensada en la misma dirección del elemento. Esto puede ser una losa no pretensada en la misma dirección de la viga, adyacente a una viga pretensada o un sistema de losas no pretensado. Puesto que el elemento pretensado tiende a tener mayor retracción y mayor fluencia lenta que el hormigón adyacente no pretensado, la estructura tenderá a lograr una compatibilidad de los efectos de acortamiento. Esto da como resultado una reducción de la precompresión en el elemento pretensado, pues el hormigón adyacente absorbe la compresión. La reducción en la precompresión del elemento pretensado puede llevarse a cabo a lo largo de un período de años, y da lugar a deformaciones adicionales a largo plazo y a un aumento de esfuerzos en el elemento pretensado.

Se puede utilizar cualquier método adecuado para calcular las deformaciones a largo plazo de elementos pretensados, siempre y cuando se tomen en consideración todos los efectos. Se puede obtener una guía en la [referencias 9.9, 9.12, 9.15, 9.17 y 9.18](#).

9.5.4.3- La deformación calculada de acuerdo con las [secciones 9.5.4.1 y 9.5.4.2](#) no debe exceder los límites establecidos en la [tabla 9.5 \(b\)](#).

9.5.5- Elementos compuestos

9.5.5.1- Elementos apuntalados

Si los elementos compuestos sujetos a flexión se apoyan durante su construcción de tal forma que después de retirar los apoyos temporales la carga permanente es soportada por la sección compuesta total, el elemento compuesto se puede considerar equivalente a un elemento hormigonado monolíticamente para el cálculo de la deformación. En elementos no pretensados, la parte en compresión del elemento determina si se usan los valores de la [tabla 9.5 \(a\)](#) para hormigón liviano o para peso normal. Si se calcula la deformación, debe tomarse en cuenta las curvaturas que resultan de la retracción diferencial de los componentes prefabricados y hormigonados en obra, y los efectos de la fluencia lenta según el eje del elemento de hormigón pretensado.

9.5.5.2- Elementos sin apuntalar

Si el espesor de un elemento prefabricado no pretensado sujeto a flexión cumple con los requisitos de la [tabla 9.5 \(a\)](#), no se requiere calcular la deformación. Si el espesor de un elemento compuesto no pretensado cumple con los requisitos de la [tabla 9.5 \(a\)](#), no necesita calcularse la deformación que ocurre después de que el elemento se vuelve compuesto; sin embargo, la deformación a largo plazo del elemento prefabricado debe investigarse en función de la magnitud y duración de la carga antes del inicio efectivo de la acción compuesta.

9.5.5.3- La deformación calculada de acuerdo con los requisitos de las [secciones 9.5.5.1 y 9.5.5.2](#) no debe exceder de los límites establecidos en la [tabla 9.5 \(b\)](#).

C9.5.5- Elementos compuestos

Como se han hecho pocas pruebas para estudiar las deformaciones inmediatas y a largo plazo de elementos compuestos, las reglas dadas en la sección 9.5.5.1 y en la 9.5.5.2 se basan en el criterio del Comité ACI 318 y en la experiencia.

Si cualquier parte de un elemento compuesto es pretensada, o si el elemento se pretensa después de que se han colocado los componentes, se aplican las disposiciones de la [sección 9.5.4](#) y deben calcularse las deformaciones. Para elementos compuestos no pretensados las deformaciones necesitan calcularse y compararse con los valores límite de la [tabla 9.5\(b\)](#) sólo cuando la altura del elemento o de la parte prefabricada del elemento sea menor que la altura mínima dada en la [tabla 9.5\(a\)](#). En elementos sin apuntalar, la altura correspondiente depende de si la deflexión se considera antes o después de lograr una acción compuesta afectiva. (En el [capítulo 17](#) se establece que no debe hacerse distinción entre elementos apuntalados y sin apuntalar. Esto se refiere a cálculos de resistencia y no a deformaciones).

CAPÍTULO 10

CARGAS AXIALES Y FLEXIÓN

10.0- Notación

a	= altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzo definido según la sección 10.2.7.1 , mm
A_c	= área del núcleo de un elemento sujeto a compresión reforzado con zuncho, medida hasta el diámetro exterior del zuncho, mm ²
A_g	= área total de la sección, mm ²
A_s	= área de la armadura no pretensada en tracción, mm ²
A_{sk}	= área de armadura superficial por unidad de altura en una cara lateral, mm ² /m. Ver la sección 10.6.7
A_{s,min}	= cantidad mínima de armadura de flexión, mm ² , véase sección 10.5
A_{st}	= área total de armadura longitudinal (barras o perfiles de acero), mm ²
A_t	= área del perfil de acero o tubo estructural en una sección compuesta, mm ²
A₁	= área cargada
A₂	= el área de la base inferior del tronco mayor de la pirámide, cono o cuña ahusada, contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y con pendientes laterales de 1 en vertical por 2 en horizontal, mm ²
b	= ancho del borde en compresión del elemento, mm
b_w	= ancho del alma, mm
c	= distancia de la fibra externa en compresión al eje neutro, mm
c_c	= Recubrimiento libre desde la superficie más cercana en tracción a la superficie de la armadura en tracción, mm

C10.0- Notación

Las unidades de medida se indican en la Notación para ayudar al usuario y no es la intención excluir el correcto uso de otras unidades para los mismos símbolos.

C_m	=	factor que relaciona el diagrama real de momento con un diagrama equivalente de momento uniforme
d	=	distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en tracción, mm
d_t	=	distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el acero más traccionado, mm.
E_c	=	módulo de elasticidad del hormigón, MPa. Véase la sección 8.5.1
E_s	=	módulo de elasticidad de la armadura, MPa. Véase la sección 8.5.2 y 8.5.3
EI	=	rigidez a la flexión de un elemento en compresión. Véase las ecuaciones (10-12) y (10-13) , Nmm
f'_c	=	resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa
f_s	=	esfuerzo en la armadura calculado para las cargas de servicio, MPa
f_y	=	resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no pretensado, MPa
h	=	altura total de un elemento, mm
I_g	=	momento de inercia de la sección total de hormigón respecto al eje centroidal, sin tomar en consideración la armadura, mm ⁴
I_{se}	=	momento de inercia de la armadura con respecto al eje centroidal de la sección transversal del elemento, mm ⁴
I_t	=	momento de inercia de un perfil o tubo de acero estructural, respecto al eje centroidal de la sección transversal del elemento compuesto, mm ⁴
k	=	factor de longitud efectiva para elementos en compresión
ℓ_c	=	longitud del elemento en compresión en un marco, medida de centro a centro entre los nudos del marco, mm
ℓ_u	=	longitud sin apoyo lateral de un elemento en compresión, mm
M_c	=	momento mayorado para usarse en el diseño de un elemento en compresión, Nmm

M_s	= momento debido a cargas que producen un desplazamiento lateral apreciable, Nmm
M_u	= momento mayorado en la sección considerada, Nmm
M_1	= el menor momento mayorado de uno de los extremos de un elemento en compresión, positivo si el elemento presenta curvatura simple, negativo tiene doble curvatura, Nmm
M_{1ns}	= momento mayorado en el extremo de un elemento en compresión en el cual actúa M_1 , debido a cargas que no causan un apreciable desplazamiento lateral, calculado a través de un análisis elástico de primer orden del marco, Nmm
M_{1s}	= momento mayorado en el extremo de un elemento en compresión en el cual actúa M_1 , debido a cargas que causan un apreciable desplazamiento lateral, calculado a través de un análisis elástico de primer orden del marco, Nmm
M_2	= el mayor momento mayorado de uno de los extremos de un elemento en compresión, siempre positivo, Nmm
$M_{2,min}$	= valor mínimo de M_2 , Nmm
M_{2ns}	= momento mayorado en el extremo de un elemento en compresión en el cual actúa M_2 , debido a cargas que no causan un apreciable desplazamiento lateral, calculado a través de un análisis elástico de primer orden del marco, Nmm
M_{2s}	= momento mayorado en el extremo de un elemento en compresión en el cual actúa M_2 , debido a cargas que causan un apreciable desplazamiento lateral, calculado a través de un análisis elástico de primer orden del marco, Nmm
P_b	= resistencia axial nominal en condición de deformación balanceada. Véase la sección 10.3.2 , N
P_c	= carga crítica. Véase la ecuación (10-11) , N
P_n	= resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada, N

P_o	=	resistencia nominal a carga axial para una excetricidad igual a cero, N
P_u	=	carga axial mayorada para una excentricidad dada $\leq \phi P_n$, N
Q	=	índice de estabilidad de un piso. Véase sección 10.11.4
r	=	radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión, mm
V_u	=	corte horizontal mayorado en un piso
z	=	cantidad que limita la distribución de la armadura por flexión. Véase la sección 10.6
s	=	espaciamiento medido centro a centro de la armadura de tracción por flexión más cercana a la cara extrema en tracción, mm (cuando haya una sola barra o alambre cerca de la cara extrema en tracción, s es el ancho de la cara extrema en tracción)
β_1	=	factor que se define en la sección 10.2.7.3
β_a	=	(a) para marcos arriostrados, β_a es la razón entre la máxima carga axial permanente mayorada y la máxima carga axial total mayorada asociada con la misma combinación de carga. (b) para marcos no arriostrados, excepto en lo indicado en el punto (c) de esta definición, β_a es la razón entre el máximo corte permanente mayorado dentro de un piso y el máximo corte mayorado en ese piso; (c) para verificaciones de estabilidad de marcos no arriostrados realizados de acuerdo con la sección 10.13.6 , β_a es la razón entre la máxima carga axial permanente mayorada y la máxima carga axial total mayorada.
δ_{ns}	=	factor de amplificación de momento para marcos arriostrados, para reflejar los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento en compresión
δ_s	=	factor de amplificación del momento en marcos no arriastrados, para reflejar el desplazamiento lateral que resulta de las cargas de gravedad y laterales

CÓDIGO

Δ_o	= deformación lateral relativa entre la parte superior e inferior de un piso debida a V_u , calculada con un análisis elástico de primer orden del marco con valores de rigidez que satisfagan la sección 10.11.1 , mm
ϵ_t	= deformación unitaria neta de tracción en el acero más traccionado, para la resistencia nominal
ρ	= cuantía de la armadura no pretensada en tracción = A_s/bd
ρ_b	= cuantía de armadura que produce condiciones balanceadas de deformación. Véase la sección 10.3.2
ρ_s	= razón entre el volumen de armadura en zuncho y el volumen total del núcleo (medido desde el diámetro exterior del zuncho) de un elemento armado con zuncho sujeto a compresión
ϕ	= factor de reducción de resistencia. Véase la sección 9.3
ϕ_k	= factor de reducción de rigidez. Véase la sección C10.12.3

COMENTARIO

La definición de deformación unitaria neta de tracción en la [sección 2.1](#) excluye las deformaciones debidas al pretensado efectivo, fluencia lenta, retracción y temperatura.

10.1- Alcance

Las disposiciones del capítulo 10 se deben aplicar al diseño de elementos sometidos a cargas de flexión ó axiales, o a la combinación de cargas de flexión y axiales.

10.2- Hipótesis de diseño

10.2.1- El diseño por resistencia de elementos sujetos a flexión y carga axiales debe basarse en las hipótesis dadas en las [secciones 10.2.2.](#) a la [10.2.7](#), y debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

C.10.2- Hipótesis de diseño

C10.2.1- Deben satisfacerse dos condiciones fundamentales cuando se calcula la resistencia de un elemento por medio del método de diseño por resistencia del código: (1) el equilibrio estático y (2) la compatibilidad de las deformaciones. Debe satisfacerse el equilibrio entre las fuerzas de compresión y de tracción que actúan en la sección

10.2.2- Las deformaciones en la armadura y en el hormigón deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto para elementos de gran altura sujetos a flexión, con razones de altura total a luz libre mayores que 0.4 para tramos continuos y 0.8 para tramos simples, en que debe considerarse una distribución no lineal de las deformaciones. Véase la [sección 10.7](#).

10.2.3- La máxima deformación utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón se supone igual a 0.003.

10.2.4- La tensión en la armadura debe tomarse como E_s veces la deformación del acero si ésta resulta menor que la tensión de fluencia especificada f_y . Para deformaciones mayores que las correspondientes a f_y , la tensión se considera independiente de la deformación e igual a f_y .

transversal para las condiciones de resistencia nominal. La compatibilidad entre el esfuerzo y la deformación para el hormigón y la armadura, para condiciones de resistencia nominal, debe igualmente satisfacerse considerando las hipótesis de diseño permitidas por la [sección 10.2](#).

C10.2.2- Numerosos ensayos han confirmado que la distribución de la deformación, a través de una sección transversal de hormigón armado, resulta esencialmente lineal, aun cerca de su resistencia última.

Se supone que tanto la deformación de la armadura, como la del hormigón, son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. Esta suposición es de primordial importancia en el diseño para determinar la deformación y el esfuerzo correspondiente en la armadura.

C10.2.3- La máxima deformación por compresión en el hormigón se ha observado en diversos tipos de ensayos que varía desde 0.003 hasta valores tan altos como 0.008 bajo condiciones especiales. Sin embargo, las deformaciones a las cuales se desarrolla el momento máximo están normalmente entre 0.003 y 0.004, para elementos de dimensiones y materiales normales.

C10.2.4- Resulta razonable suponer que, para armadura con resaltes, el esfuerzo es proporcional a la deformación, para esfuerzos por debajo de la tensión de fluencia f_y . El aumento en la resistencia debido al efecto de endurecimiento por deformación de la armadura no se toma en consideración en los cálculos de resistencia. En los cálculos de resistencia, la fuerza que se desarrolla en la armadura sujeta a compresión o a tracción se calcula como:

cuando $\epsilon_s < \epsilon_y$ (deformación de fluencia)

$$A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$$

cuando $\epsilon_s \geq \epsilon_y$

$$A_s f_s = A_s f_y$$

CÓDIGO

10.2.5- La resistencia a la tracción del hormigón no debe considerarse en los cálculos de elementos de hormigón armado sujetos a flexión y a carga axial, excepto cuando se cumplan los requisitos de la [sección 18.4](#).

10.2.6- La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación del hormigón se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

COMENTARIO

donde ϵ_s es el valor de la deformación en la ubicación de la armadura. Para el diseño, el módulo de elasticidad de la armadura E_s puede tomarse como 200 000 MPa ([sección 8.5.2](#)).

C10.2.5- La resistencia a la tracción del hormigón sometido a flexión (módulo de rotura) es una propiedad más variable que la resistencia a la compresión, y es aproximadamente del 10 al 15% de la resistencia a la compresión. En el diseño por resistencia, la resistencia a la tracción del hormigón sometido a flexión no se toma en consideración.

Para elementos con porcentajes normales de armadura, esta suposición concuerda con los ensayos. Por lo general, resulta correcto no tomar en consideración la resistencia a la tracción en condiciones últimas cuando hay un porcentaje muy pequeño de armadura.

No obstante, la resistencia del hormigón en tracción es importante en las condiciones de agrietamiento y deformación a nivel de cargas de servicio.

C10.2.6- Esta suposición reconoce la distribución inelástica de esfuerzos del hormigón bajo grandes esfuerzos. Conforme se va alcanzando el esfuerzo máximo, la relación esfuerzo deformación del hormigón no sigue una línea recta sino que toma la forma de una curva (el esfuerzo no es proporcional a la deformación). La forma general de la curva esfuerzo-deformación es básicamente una función de la resistencia del hormigón, y consiste en una curva que aumenta de cero hasta un máximo para una deformación por compresión entre 0.0015 y 0.002, seguida por una curva descendente con una deformación última (aplastamiento del hormigón) desde 0.003 hasta más de 0.008. Tal como se indica en la [sección C10.2.3](#) de estos Comentarios, el código establece la deformación máxima utilizable para el diseño en 0.003.

10.2.7- Los requisitos de la [sección 10.2.6](#) se satisfacen con una distribución rectangular equivalente de tensiones en el hormigón, definida como sigue:

10.2.7.1- Una tensión en el hormigón de $0.85 f_c'$ uniformemente distribuida en una zona de compresión equivalente, limitada por los extremos de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.

10.2.7.2- La distancia c desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se debe medir en dirección perpendicular a dicho eje.

10.2.7.3- El factor β_1 deberá tomarse como **0.85** para resistencias del hormigón f_c' hasta 30 MPa. Para resistencias superiores a 30 MPa, β_1 se disminuirá en forma lineal en 0.008 por cada MPa de aumento sobre 30 MPa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65.

La distribución real del esfuerzo por compresión del hormigón en cualquier caso práctico es compleja y, por lo general, no se le conoce explícitamente. Sin embargo, las investigaciones han demostrado que las propiedades importantes de la distribución de esfuerzos en el hormigón pueden aproximarse adecuadamente si se emplea cualquiera de las diferentes suposiciones propuestas para la forma de la distribución de los esfuerzos. El código permite que se suponga en el diseño cualquier distribución particular de esfuerzos, si se demuestra que las predicciones de la resistencia última están razonablemente de acuerdo con los resultados de los ensayos. Se han propuesto muchas distribuciones de esfuerzos; las tres más comunes son: parabólica, trapezoidal y rectangular.

C10.2.7- Para el diseño práctico, el código permite el uso de una distribución rectangular de esfuerzos de compresión (bloque de esfuerzos) como reemplazo de distribuciones de esfuerzos más exactas. En el bloque rectangular equivalente de esfuerzos, se utiliza un esfuerzo promedio de $0.85 f_c'$ con un rectángulo de altura $a = \beta_1 c$. Se ha determinado experimentalmente un valor de β_1 igual a 0.85 para hormigón con $f_c' \leq 30$ MPa y menor en 0.008 por cada 1 MPa de f_c' sobre 30 MPa.

En el suplemento de 1976 al ACI 318-71, se adoptó un límite inferior de β_1 igual a 0.65 para resistencias del hormigón mayores de 55 MPa. Los datos obtenidos en ensayos con hormigón de alta resistencia^{10.1, 10.2} respaldan el uso del bloque de esfuerzos rectangular equivalente para resistencias del hormigón que excedan los 55 MPa, con un β_1 igual a 0.65. El uso de la distribución rectangular equivalente de esfuerzos especificada en el ACI 318-71 sin límite inferior para β_1 , tuvo como resultado diseños inconsistentes para hormigón de alta resistencia en elementos sujetos a cargas axiales y de flexión combinadas.

10.3- Principios y requisitos generales

10.3.1- El diseño de una sección transversal sujeta a cargas de flexión, a cargas axiales o a la combinación de ambas (flexo compresión) debe basarse en las tensiones y la compatibilidad de deformaciones utilizando las hipótesis de la [sección 10.2](#).

10.3.2- La condición de deformación balanceada existe en una sección transversal cuando la armadura en tracción alcanza la deformación correspondiente a su tensión de fluencia especificada, f_y , al mismo tiempo que el hormigón en compresión alcanza su deformación última supuesta de 0.003.

10.3.3- En elementos sometidos a flexión y en elementos sometidos a la combinación de cargas de flexión y cargas axiales de compresión, cuando la carga axial de diseño ϕP_n es menor que la más pequeña entre $0.10 f_c' A_g$ o ϕP_b , la cuantía de armadura proporcionada no debe exceder de 0.75 de la cuantía ρ_b que produciría las condiciones de deformación balanceada en la sección sometida a flexión sin carga axial. En elementos con armadura de compresión, la parte de ρ_b equilibrada por la armadura de compresión no necesita reducirse mediante el factor 0.75.

La distribución rectangular de esfuerzos no representa la distribución real de esfuerzos en la zona de compresión en condiciones últimas, pero proporciona esencialmente los mismos resultados que los obtenidos en los ensayos^{10.3}.

C10.3- Principios y requisitos generales

C10.3.1- Las ecuaciones de diseño por resistencia para elementos sometidos a flexión o a una combinación de cargas axiales y de flexión se encuentran en el artículo “Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design”.^{10.3} La [referencia 10.3](#) y las ediciones anteriores de los comentarios al ACI 318 también muestran la deducción de las ecuaciones de resistencia para secciones transversales distintas de las rectangulares.

C10.3.2- En una sección transversal existe una condición de deformaciones balanceadas cuando la deformación máxima en la fibra extrema a compresión alcanza el valor de 0.003 simultáneamente con la primera deformación de fluencia f_y/E_s en la armadura en tracción. La cuantía ρ_b de armadura que produce las condiciones balanceadas en flexión depende de la forma de la sección transversal y de la posición de la armadura.

C10.3.3- La cantidad máxima de armadura de tracción de elementos sometidos a flexión está limitada con el fin de asegurar un comportamiento dúctil.

La resistencia última a la flexión de un elemento se alcanza cuando la deformación en la fibra extrema en compresión alcanza la deformación última (aplastamiento) del hormigón. En la deformación última del hormigón, la deformación de la armadura en tracción podría: alcanzar justo la deformación de la primera fluencia, ser menor que la deformación de fluencia (elástica) o exceder la deformación de fluencia (inelástica). La condición de deformación del acero que exista bajo la deformación última del

hormigón depende de la proporción relativa entre armadura y hormigón y entre las resistencias de los materiales f'_c y f_y . Si $\rho(f_y/f'_c)$ es suficientemente baja, la deformación en el acero en tracción excederá en gran medida la deformación de fluencia cuando el hormigón alcance su deformación última, con gran deformación y muchas advertencias de falla inminente (condiciones de falla dúctil). Con $\rho(f_y/f'_c)$, la deformación del acero en tracción puede no alcanzar la deformación de fluencia cuando el hormigón alcance su deformación última, con la consiguiente pequeña deformación y pocas advertencias de falla inminente (condiciones de falla frágil). En el diseño, se considera más conservador restringir la condición de resistencia última de manera que se pueda esperar un modo de falla dúctil. A menos que se requieran cantidades no usuales de ductilidad, la limitación de $0.75\rho_b$ proporciona el comportamiento dúctil necesario para la mayoría de los diseños. Una condición en la cual se requiere un comportamiento dúctil mayor es en el diseño para redistribución de momentos en marcos y elementos continuos. La sección 8.4 del código permite la redistribución de momentos negativos. Puesto que la redistribución de momentos depende de la adecuada ductilidad en las regiones articuladas, la cantidad de armadura por tracción en dichas regiones está limitada a $0.5\rho_b$.

Para el comportamiento dúctil de las vigas con armadura en compresión, únicamente debe limitarse aquella porción del total de la armadura en tracción balanceada por la compresión en el hormigón, la otra porción del total de la armadura en tracción, en la cual la fuerza está balanceada por la armadura en compresión, no necesita estar limitada por el factor 0.75.

10.3.4- Se permite el uso de la armadura de compresión junto con armadura adicional de tracción para aumentar la resistencia de un elemento sujeto a flexión.

10.3.5- La resistencia a carga axial de diseño ϕP_n de elementos en compresión no debe tomarse mayor que:

10.3.5.1- Para elementos no pretensados con zuncho que cumpla con la [sección 7.10.4](#), o para elementos compuestos que cumplan con la [sección 10.16](#):

$$\phi P_{n(\max)} = 0.85\phi \left[0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \quad (10-1)$$

10.3.5.2- Para elementos no pretensados con amarras que cumplan con la [sección 7.10.5](#):

$$\phi P_{n(\max)} = 0.80\phi \left[0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \quad (10-2)$$

10.3.5.3- Para elementos pretensados, la resistencia a carga axial de diseño ϕP_n no debe tomarse mayor que 0.85 (para elementos con zuncho) o 0.80 (para elementos con amarras) de la carga axial de diseño con excentricidad nula ϕP_o .

10.3.6- Los elementos sometidos a carga axial de compresión deben diseñarse para el momento máximo que puede acompañar a la carga axial. La carga axial mayorada P_u , a una excentricidad dada, no debe exceder de la proporcionada en la [sección 10.3.5](#). El momento máximo mayorado M_u debe incrementarse por los efectos de esbeltez de acuerdo con la [sección 10.10](#).

C10.3.5- Y 10.3.6- Las excentricidades mínimas de diseño que se incluyen en las ediciones de 1963 y 1971 del ACI 318 se suprimieron en la edición de 1977, excepto en lo referente a las consideraciones de los efectos de esbeltez en elementos sometidos a compresión con momentos muy pequeños o iguales a cero en el extremo ([sección 10.12.3.2](#)). Originalmente las excentricidades mínimas especificadas estaban destinadas a servir como medio para reducir la resistencia de diseño a la carga axial de una sección en compresión pura, para responder a las excentricidades accidentales que no se habían considerado en el análisis y que podrían existir en un elemento sometido a compresión, y reconocer que la resistencia del hormigón puede ser menor que f'_c para cargas altas sostenidas. El principal propósito del requisito mínimo de excentricidad era el de limitar la resistencia máxima a la carga axial de diseño de un elemento sometido a compresión. Esto se hace ahora directamente en la [sección 10.3.5](#) limitando la resistencia a la carga axial de diseño de una sección en compresión pura al 85 u 80% de la resistencia nominal. Estos valores en porcentaje se aproximan a las resistencias a carga axial para razones e/h de 0.05 y 0.10, especificadas en las ediciones del ACI 318 anteriores para elementos con armadura en zuncho y con amarras, respectivamente. La misma limitación de la carga axial se aplica tanto a elementos en compresión moldeados en la obra como a los prefabricados. Las ayudas de diseño y los programas de computadora que se basan en el requisito mínimo de excentricidad del ACI 318 de 1963 y de 1971 son igualmente aplicables.

Para elementos pretensados, la resistencia de diseño a la carga axial en compresión pura se calcula por medio de los métodos de diseño por resistencia del [capítulo 10](#), incluyendo el efecto del pretensado.

Los momentos en el extremo de un elemento sometido a compresión deben considerarse en el diseño de elementos adyacentes sujetos a flexión. En los marcos arriostrados, los efectos de los momentos amplificados de extremo no necesitan considerarse en el diseño de las vigas adyacentes. En los marcos que no están arriostrados contra desplazamientos laterales, los momentos amplificados de extremo deben considerarse en el diseño de elementos sujetos a flexión, tal como se especifica en la [sección 10.13.7](#).

Las columnas de esquina y otras que están expuestas a momentos conocidos que ocurren simultáneamente en dos direcciones deben diseñarse para flexión biaxial y carga axial. Pueden encontrarse métodos satisfactorios en “ACI Design Handbook”^{10.4} y en “CRSI Handbook”^{10.5}. El método de cargas recíprocas^{10.6} y el método del contorno de las cargas^{10.7} son los métodos usados en los dos manuales mencionados. La investigación^{10.8, 10.9} indica que con el uso de las disposiciones para bloques de esfuerzo rectangulares de la [sección 10.2.7](#) se producen cálculos de resistencia satisfactorios para secciones doblemente simétricas. Puede obtenerse un cálculo simple y en cierta medida conservador de la resistencia nominal P_{ni} a partir de la relación de cargas recíprocas.^{10.6}

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

donde

- P_{ni} = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes.
- P_o = resistencia nominal a cargas axiales para excentricidad cero.
- P_{nx} = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje x
- P_{ny} = resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje y.

Esta relación es más adecuada cuando los valores P_{nx} y P_{ny} son mayores que la fuerza axial balanceada P_b para el eje en cuestión.

CÓDIGO

10.4- Distancia entre los apoyos laterales de elementos sometidos a flexión

10.4.1- La separación entre los apoyos laterales de un viga no debe exceder de 50 veces el menor ancho **b** del ala o cara de compresión.

10.4.2- Deben tomarse en cuenta los efectos de la excentricidad lateral de la carga al determinar la separación entre los apoyos laterales.

10.5- Armadura mínima en elementos sometidos a flexión

10.5.1- En cualquier sección de un elemento sometido a flexión, excepto por lo establecido en las [secciones 10.5.2, 10.5.3 y 10.5.4](#), cuando por análisis se requiere armadura de tracción, el área A_s proporcionada no debe ser menor que la obtenida por medio de:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d \quad (10-3)$$

pero no menor a $1.4b_w d/f_y$

10.5.2- Para secciones T estáticamente determinadas con el ala en tracción, el área $A_{s,min}$ debe ser igual o mayor que el menor valor dado por

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{2f_y} b_w d \quad (10-4)$$

o por la ecuación (10-3) considerando b_w igual al ancho del ala.

COMENTARIO

C10.4- Distancia entre los apoyos laterales de elementos sometidos a flexión

Los ensayos han demostrado que las vigas de hormigón armado sin arriostramientos laterales, de cualquier dimensión razonable, aun cuando sean muy altas y angostas, no fallan prematuramente por pandeo lateral, siempre y cuando las vigas se carguen sin excentricidad lateral, la cual provocaría torsión [10.10, 10.11](#).

Las vigas sin arriostramientos laterales con frecuencia se cargan excéntricamente (“excentricidad lateral”) o con una ligera inclinación. Los esfuerzos y las deformaciones determinadas por tales posiciones de la carga se convierten en perjudiciales para las vigas angostas y altas, y este es mayor a medida que aumenta la longitud sin apoyo. Pueden necesitarse apoyos laterales con espaciamientos menores de **50b** para las condiciones reales de carga.

C10.5- Armadura mínima en elementos sometidos a flexión

Las disposiciones de una mínima cantidad de armadura se aplican a aquellas vigas que, por razones de arquitectura u otras, son de sección transversal mayor a la requerida por las consideraciones de resistencia. Con una cantidad muy pequeña de armadura en tracción, el momento resistente calculado como sección de hormigón armado, usando un análisis de sección fisurada, resulta menor que el correspondiente al de una sección de hormigón simple, calculada a partir de su módulo de rotura. La falla en este caso puede ser bastante repentina.

Para prevenir dicha falla, en la sección 10.5.1 se requiere una cantidad mínima de armadura de tracción, tanto en las regiones de momento positivo como negativo. El valor $1.4/f_y$ usado antiguamente fue derivado originalmente para proporcionar el mismo 0.5% mínimo (para aceros de baja aleación)

10.5.3- Los requisitos de las [secciones 10.5.1 y 10.5.2](#) no necesitan ser aplicados si en cada sección el área de armadura de tracción proporcionada es al menos un tercio superior a la requerida por análisis.

10.5.4- Para losas estructurales y fundaciones de espesor uniforme, el área mínima de armadura de tracción en la dirección de la luz debe ser la misma que la requerida por la [sección 7.12](#). El espaciamiento máximo de esta armadura no debe exceder el menor valor entre tres veces el espesor y 500 mm.

requerido en las ediciones anteriores del ACI 318. Cuando se usan hormigones con resistencias superiores a 35 MPa, el valor $1.4/f_y$ usado previamente puede no ser suficiente. El valor dado por la ecuación (10-3) da la misma cantidad que $1.4/f_y$ para f'_c igual a 31.4 MPa. Cuando el ala de una sección Te está en tracción, la cantidad de armadura de tracción necesaria para hacer que la resistencia de una sección de hormigón armado sea igual a la de una sección no armada es alrededor del doble de la correspondiente a una sección rectangular o es la correspondiente a la sección Te con el ala en compresión. Se ha concluido que esta mayor cantidad es necesaria, particularmente para voladizos y otras situaciones estáticamente determinadas donde el ala está en tracción.

C10.5.3- La armadura mínima requerida por la [ecuación \(10-3\)](#) o [\(10-4\)](#) debe proporcionarse dondequiera que se necesite armadura, excepto cuando dicha armadura sea 1/3 mayor que la requerida por el análisis. Esta excepción proporciona suficiente armadura adicional en grandes elementos en los cuales la cantidad requerida por las [secciones 10.5.1 ó 10.5.2](#) sería excesiva.

Aún cuando el artículo 10.5.3 permite utilizar cuantías menores a la mínima, en el caso que la armadura proporcionada sea mayor en al menos un tercio a la armadura necesaria por cálculo, esto no es aplicable a elementos diseñados para tener un comportamiento dúctil. Por lo tanto, en elementos dúctiles deben respetarse las cuantías mínimas dadas en los [artículos 10.5.1 y 10.5.2](#).

C10.5.4- La cantidad mínima de armadura requerida para losas debiera ser igual a la cantidad que se requiere en la [sección 7.12](#) como armadura de retracción y temperatura.

En el contexto de esta sección, las losas que se apoyan en el terreno, como son las losas sobre el suelo,

no se consideran losas estructurales, a menos que transmitan cargas verticales de otras partes de la estructura al terreno. La armadura de losas apoyadas en el suelo, si existe, debe ser dimensionada con la debida consideración a todas las fuerzas de diseño. Las losas de fundación y otras losas que ayudan al soporte vertical de la estructura deben cumplir con los requisitos de esta sección.

Al reevaluar el tratamiento global de la sección 10.5, el espaciamiento máximo de la armadura de losas estructurales (incluyendo fundaciones) se redujo desde **5h** para la armadura de retracción y temperatura a un valor de compromiso de **3h**, que es ligeramente mayor que el límite **2h** de la [sección 13.3.2](#) para sistemas de losas en dos direcciones.

10.6- Distribución de la armadura por flexión en vigas y losas en una dirección

10.6.1- Esta sección establece reglas para la distribución de la armadura por flexión a fin de controlar el agrietamiento por flexión en vigas y en losas en una dirección (losas armadas para resistir los esfuerzos de flexión en una sola dirección).

C10.6- Distribución de la armadura por flexión en vigas y losas en una dirección

C10.6.1- Muchas estructuras diseñadas por el método de las tensiones admisibles y con bajos esfuerzos en la armadura cumplieron con las funciones a las que se les destinó, con un agrietamiento muy pequeño debido a la flexión. Cuando se usan aceros de alta resistencia con grandes niveles de esfuerzos por cargas de servicio, sin embargo, deben esperarse grietas visibles, y es necesario tomar precauciones para detallar la armadura con objeto de controlar las grietas. Para asegurar la protección de la armadura contra la corrosión y por razones estéticas, son preferibles muchas grietas muy finas, capilares, que pocas grietas anchas.

El control del agrietamiento es particularmente importante cuando se utiliza armadura con una tensión de fluencia superior a 280 MPa. Las buenas prácticas actuales de detallamiento de la armadura generalmente conducirán a un adecuado control del agrietamiento, aun cuando se utilice armadura con una tensión de fluencia de 420 MPa.

10.6.2- La distribución de la armadura por flexión en losas en dos direcciones se debe hacer de acuerdo con las disposiciones de la [sección 13.3](#).

10.6.3- La armadura de tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máxima por flexión de la sección transversal de un elemento, según los requisitos de la sección 10.6.4.

10.6.4- El espaciamiento s de la armadura más cercana a una superficie en tracción no debe ser mayor que el dado por:

$$s = \frac{96\,000}{f_s} - 2.5c_c \quad (10 - 5)$$

pero no mayor que $75\,000/f_s$

El esfuerzo f_s (MPa) en la armadura para cargas de servicio debe ser calculado como el momento no mayorado dividido por el producto del área de acero y el brazo interno de momento. Se permite tomar f_s como el 60% de la tensión especificada de fluencia.

Exhaustivos trabajos de laboratorio^{10.12-10.14} que incluyeron modernas barras con resaltes, han confirmado que el ancho de grieta debido a las cargas de servicio es proporcional al esfuerzo en el acero. Sin embargo, se encontró que las variables significativas que reflejan el detallamiento del acero son el espesor del recubrimiento de hormigón y el área de hormigón en la zona de máxima tracción alrededor de cada barra de armadura.

En ancho de grieta está inherentemente sujeto a una amplia dispersión, incluso en el cuidadoso trabajo de laboratorio, y está influido por la retracción y otros efectos que dependen del tiempo. El mejor control de grieta se obtiene cuando la armadura está bien distribuida en la zona de máxima tracción del hormigón.

C10.6.3- Varias barras con un espaciamiento moderado son mucho más efectivas para controlar el agrietamiento que una o dos barras de gran diámetro de un área equivalente.

C10.6.4 – Esta sección reemplaza los requisitos para el factor z de la edición anterior del código. El espaciamiento máximo de las barras se establece ahora en forma directa^{10.15, 10.16, 10.17} Para el caso común de una viga armada con acero con tensión de fluencia 420 MPa y 50 mm de espaciamiento libre a la armadura principal, y $f_s = 250$ MPa, el espaciamiento máximo es 250 mm.

El ancho de grietas en estructuras es altamente variable. En la ediciones previas del código, se daban disposiciones para la distribución de la armadura que estaban basadas en ecuaciones empíricas usando un ancho de grieta calculado de 0.4 mm. Las nuevas disposiciones para el espaciamiento intentan controlar el agrietamiento super-

10.6.5- Las disposiciones de la [sección 10.6.4](#) no son suficientes para estructuras que quedan expuestas a medios muy agresivos, o cuando se diseñan para ser impermeables. Para tales estructuras se requieren precauciones e investigaciones especiales.

10.6.6- Cuando las alas de las vigas T están sometidas a tracción, parte de la armadura de tracción por flexión debe distribuirse sobre un ancho efectivo del ala, de acuerdo con las disposiciones de la [sección 8.10](#) o un ancho igual a $1/10$ de la luz, el que sea menor. Si el ancho efectivo del ala excede de $1/10$ de la luz, se debe colocar algún refuerzo longitudinal en las zonas externas del ala.

10.6.7- Si la altura útil, d , de una viga o nervadura mide más de 1 m, debe distribuirse uniformemente armadura superficial longitudinal en ambas caras laterales del elemento en una distancia $d/2$ cerca de la armadura de tracción por flexión. El área de armadura longitudinal A_{sk} por metro de altura en cada cara lateral debe ser $\geq 1.0 (d - 750)$. El

ficial a un ancho que es generalmente aceptable en la práctica pero puede variar ampliamente dentro de una estructura dada.

La influencia de las grietas en la corrosión es un tema controvertido. Las investigaciones^{10.18, 10.19} muestran que la corrosión no está claramente relacionada con el ancho de grieta superficial en los rangos normalmente encontrados para las tensiones de la armadura a nivel de cargas de servicio. Por esta razón, se ha eliminado la distinción entre exposición interior y exterior.

C10.6.5- A pesar de que se han realizado numerosos estudios, no se dispone de evidencia experimental clara respecto al ancho de la grieta a partir del cual existe peligro de corrosión. Las pruebas de exposición indican que la calidad del hormigón, la compactación adecuada y el apropiado recubrimiento de hormigón pueden ser más importantes para la protección contra la corrosión que el ancho de grieta en la superficie del hormigón.

C10.6.6- En grandes vigas T, la distribución de la armadura negativa para el control del agrietamiento debe tomar en cuenta dos condiciones: (1) El gran espaciamiento de la armadura a lo largo del ancho efectivo del ala puede provocar que se formen grietas anchas en la losa cerca del alma. (2) El reducido espaciamiento cerca del alma deja sin protección las losas exteriores del ala. La limitación de $1/10$ sirve para evitar que haya un espaciamiento muy grande, al tiempo que proporciona un poco de armadura adicional necesario para proteger las zonas exteriores del ala.

C10.6.7- Para elementos sujetos a flexión relativamente altos debe colocarse algo de armadura longitudinal cerca de las caras verticales en la zona de tracción, con el fin de controlar el agrietamiento en el alma. Si no se coloca dicho acero auxiliar, el ancho de las grietas dentro del alma puede exceder en gran medida el ancho de las grietas al nivel de la armadura de tracción por flexión.

CÓDIGO

espaciamiento máximo de la armadura superficial no debe exceder al menor de los valores $d/6$ o 300 mm. Se permite incluir tal armadura en el cálculo de la resistencia únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de las deformaciones para determinar los esfuerzos de las barras o alambres individuales. El área total de armadura superficial longitudinal en ambas caras no necesita exceder la mitad de la armadura de tracción por flexión requerida.

10.7- Elementos de gran altura sometidos a flexión

10.7.1- Los elementos sometidos a flexión cuya razón entre altura total y luz libre es mayor de que 0.4 para tramos continuos o que 0.8 para tramos simplemente apoyados, deben diseñarse como elementos de gran altura sometidos a flexión, tomando en cuenta la distribución no lineal de las deformaciones y el pandeo lateral. (Véase también la [sección 12.10.6](#))

10.7.2- La resistencia al corte de elementos de gran altura debe estar de acuerdo con la [sección 11.8](#).

10.7.3- La armadura mínima de tracción por flexión debe cumplir con las disposiciones de la [sección 10.5](#).

10.7.4- La armadura mínima horizontal y vertical en las caras laterales de elementos de gran altura sometidos a flexión debe ser la mayor de las requeridas en las [secciones 11.8.8, 11.8.9 y 11.8.10](#) o en las [secciones 14.3.2 y 14.3.3](#).

COMENTARIO

Los requisitos para la armadura superficial se modificaron en la edición 1989 del ACI 318, ya que se encontró que los requisitos anteriores eran inadecuados en algunos casos. Véase la [Referencia 10.20](#). Para elementos ligeramente armados, estos requisitos pueden reducirse a la mitad de la armadura principal por flexión. En los casos en que las disposiciones para vigas de gran altura, muros, o paneles prefabricados requieran más acero, tales disposiciones (junto con sus requisitos de espaciamiento) deben tener prioridad.

C10.7- Elementos de gran altura sometidos a flexión

El código no contiene requisitos detallados para diseñar por flexión vigas de gran altura, excepto que debe considerarse la variación no lineal de la distribución de deformaciones y el pandeo lateral.

Se dan sugerencias para el diseño por flexión de vigas de gran altura en las [referencias 10.21, 10.22 y 10.23](#).

CÓDIGO

10.8- Dimensiones de diseño para elementos sometidos a compresión

10.8.1- Elementos en compresión aislados con múltiples zunchos

Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento en compresión, con dos o más zunchos entrelazados, debe tomarse a una distancia fuera de los límites extremos de los zunchos igual al recubrimiento mínimo del hormigón requerido en la [sección 7.7](#).

10.8.2- Elementos en compresión contruidos monolíticamente con los muros

Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento en compresión con zunchos o amarras, construido monolíticamente con un muro o apoyo de hormigón, no deben considerarse a más de 40 mm fuera del zuncho o amarra de dicho elemento.

10.8.3- Elementos en compresión de sección circular equivalente

En lugar de utilizar el área bruta para el diseño de un elemento sometido a compresión de sección transversal cuadrada, octogonal o de otra forma geométrica, se permite utilizar una sección circular con diámetro igual a la menor dimensión lateral de la sección real. El área bruta considerada, las cuantías requeridas de armadura y la resistencia de diseño deben basarse en dicha sección circular.

10.8.4- Límites de la sección

Para un elemento sometido a compresión que tenga una sección transversal mayor que la requerida

COMENTARIO

C10.8- Dimensiones de diseño para elementos sometidos a compresión

En la edición de 1971 del ACI 318, las dimensiones mínimas para elementos sometidos a compresión fueron eliminadas, con el objeto de permitir un uso más amplio de los elementos en compresión de hormigón armado con dimensiones menores en estructuras ligeramente cargadas, tales como edificios livianos de oficinas y edificios de baja altura para vivienda. El ingeniero debe reconocer la necesidad de una mano de obra cuidadosa, así como el aumento en importancia de los esfuerzos por retracción en las secciones pequeñas.

C10.8.2, C10.8.3, C10.8.4- En el diseño de columnas,^{10.24} las disposiciones del código respecto a la cantidad de armadura vertical y en zuncho se basan en el área de la sección total de la columna y en el área del núcleo, y la resistencia de diseño de la columna se basa en el área total de la sección de ésta. Sin embargo, en algunos casos el área total es mayor que la necesaria para resistir la carga mayorada. La idea básica de las [secciones 10.8.2, 10.8.3, y 10.8.4](#) es que resulta adecuado diseñar una columna de dimensiones suficientes para resistir la carga mayorada, y después simplemente agregar hormigón alrededor de la sección diseñada sin aumentar la armadura para que esté dentro de los porcentajes mínimos requeridos por la [sección 10.9.1](#). No debe considerarse que el hormigón adicional resiste la carga; no obstante, los efectos del hormigón adicional sobre la rigidez del elemento se deben incluir en el análisis estructural. Los efectos del hormigón adicional también se deben tomar en cuenta en el diseño de otras partes de la estructura, que interactúan con el elemento de sección incrementada.

CÓDIGO

por las consideraciones de carga, se permite emplear un área efectiva reducida A_g , no menor que 1/2 del área total, con el fin de determinar la armadura mínima y la resistencia de diseño, esta disposición no se aplica en regiones de elevado riesgo sísmico.

10.9- Límites para la armadura de elementos sometidos a compresión

10.9.1- El área de armadura longitudinal para elementos no compuestos sujetos a compresión no debe ser menor que 0.01, ni mayor que 0.08 veces el área bruta A_g de la sección.

COMENTARIO

C10.9- Límites para la armadura de elementos sometidos a compresión

C10.9.1- Esta sección establece los límites para la cantidad de armadura longitudinal de elementos en compresión no compuestos. Si el uso de altos porcentajes de armadura implica algún tipo de dificultad en la colocación del hormigón debe considerarse un porcentaje más bajo y por lo tanto, una columna más grande, u hormigón o armadura de mayor resistencia (véase la [sección 9.4 de los Comentarios](#)). Usualmente, el porcentaje de armadura para las columnas no debe exceder del 4% si las barras de éstas van a estar traslapadas.

Armadura mínima. Dado que los métodos de diseño para columnas contienen términos separados para las cargas resistidas por el hormigón y por la armadura, es necesario especificar una cantidad mínima de armadura para asegurarse que únicamente las columnas de hormigón armado se diseñen con estos procedimientos. La armadura es necesaria para proporcionar resistencia a la flexión que puede existir independientemente de que los cálculos muestren que existe o no flexión, y para reducir los efectos de fluencia lenta y retracción del hormigón bajo esfuerzos de compresión sostenidos. Los ensayos han demostrado que la fluencia lenta y la retracción tienden a transmitir la carga desde el hormigón a la armadura, con el aumento consecuente del esfuerzo en la armadura, y que este aumento es mayor a medida que disminuye la cantidad de armadura. A menos que se le imponga un límite inferior a esta cuantía el esfuerzo en la armadura puede aumentar al nivel de fluencia bajo cargas de servicio sostenidas. En el informe del

Comité ACI-105,^{10.25} se hizo hincapié en este fenómeno y se recomendaron porcentajes mínimos de armadura de 0.01 y 0.005 para columnas con zunchos y con amarras, respectivamente. Sin embargo, en todas las ediciones del ACI 318 desde 1936 la cuantía mínima ha sido 0.01 para ambos tipos de armadura lateral en las columnas.

Armadura máxima. Las extensas pruebas para la investigación de columnas del ACI ^{10.25} incluyeron porcentajes de armadura no mayores de 0.06. Aunque otras pruebas, con un 17% de armadura en forma de barras produjeron resultados semejantes a los obtenidos previamente, es necesario observar que las cargas en estas pruebas se aplicaron a través de placas de apoyo en los extremos de las columnas, minimizando o evitando el problema de transmitir una cantidad proporcional de las cargas a las barras. El Comité ACI 105 ^{10.25} recomendó cuantías máximas de 0.08 y 0.03 para columnas con zunchos y con amarras respectivamente. En el ACI 318 de 1936 este límite se estableció en 0.08 y 0.04 respectivamente. En la edición de 1956, el límite para columnas con amarras a flexión se incrementó a 0.08. Desde 1963 se requiere que la flexión se tome en cuenta en el diseño de todas las columnas y la cuantía máxima de 0.08 se ha aplicado a ambos tipos de columnas. Este límite puede considerarse como un máximo práctico para la armadura, en términos de economía y de requisitos de colocación.

10.9.2- El número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser de 4 para barras dentro de amarras circulares o rectangulares, 3 para barras dentro de amarras triangulares y 6 para barras confinadas por zunchos, que cumplan con la [sección 10.9.3](#).

C10.9.2- Para elementos en compresión, se requiere un mínimo de cuatro barras longitudinales cuando las barras están encerradas por amarras rectangulares o circulares. Para otras geometrías, debe proporcionarse una barra en cada vértice o esquina y debe proveerse la armadura lateral apropiada. Por ejemplo, las columnas triangulares confinadas requieren tres barras longitudinales, una en cada vértice de las amarras triangulares. Para barras confinadas por zunchos se requieren seis barras como mínimo.

10.9.3- La cuantía de la armadura del zuncho, ρ_s , no debe ser menor que el valor dado por:

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (10-6)$$

donde f_y es la tensión de fluencia especificada de la armadura en zuncho, la cual no debe ser mayor de 420 MPa.

10.10- Efectos de esbeltez en elementos sometidos a compresión

Cuando el número de barras en una disposición circular es menor de ocho, la orientación de las barras afecta la resistencia a momento de columnas cargadas excéntricamente y esto debe considerarse en el diseño.

C10.9.3- El efecto de la armadura en zuncho de aumentar la capacidad de carga del hormigón dentro del núcleo, no se manifiesta sino hasta que la columna ha quedado sujeta a una carga y a una deformación suficientes para provocar el desprendimiento del recubrimiento exterior de hormigón. La cantidad de armadura en zuncho que requiere la ecuación (10-6) pretende proporcionar una capacidad de carga adicional, para columnas cargadas concéntricamente, igual o ligeramente mayor que la resistencia perdida al desprenderse el recubrimiento. Este principio lo recomendó el Comité ACI 105 [10.25](#) y ha formado parte del ACI 318 desde 1963. En el informe del Comité ACI 105 se presenta la deducción de la ecuación (10-6). Las pruebas y experiencias demuestran que las columnas que contienen la cantidad de armadura en zuncho especificada en esta sección presentan gran resistencia y ductilidad.

C10.10- Efectos de esbeltez en elementos sometidos a compresión

Las disposiciones por efectos de esbeltez para elementos en compresión y marcos se revisaron en 1995 para reflejar mejor el uso del análisis de segundo orden y para mejorar el ordenamiento de las disposiciones referidas a marcos arriostrados y a marcos no arriostrados. [10.26](#) En la sección 10.10.1 se permite el uso de análisis no lineales de segundo orden refinados. Las [secciones 10.11, 10.12 y 10.13](#) presentan un método de diseño aproximado basado en el método tradicional de amplificación de momentos. Para marcos con desplazamiento lateral, el momento amplificado por desplazamiento $\delta_s M_s$ puede calcularse usando un análisis elástico de segundo orden, por una aproximación a dicho análisis, o por el amplificador de momento tradicional.

CÓDIGO

10.10.1- Excepto en lo permitido en la [sección 10.10.2](#), el diseño de elementos en compresión, vigas de arriostramiento, y otros elementos de apoyo debe estar basado en las fuerzas y momentos mayorados obtenidos a partir de un análisis de segundo orden considerando la no linealidad del material y el agrietamiento, así como también los efectos de la curvatura del elemento y del desplazamiento lateral, la duración de las cargas, la retracción y fluencia lenta, y la interacción con las fundaciones. Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento usadas en el análisis no deben apartarse más del 10 % de las dimensiones mostradas en los planos de diseño, de lo contrario debe repetirse el análisis. El procedimiento de análisis debe haber demostrado que genera predicciones de la resistencia que están de acuerdo de manera sustancial con ensayos exhaustivos de columnas en estructuras de hormigón armado estáticamente indeterminadas.

10.10.2- Como alternativa al procedimiento prescrito en la [sección 10.10.1](#), se permite basar el diseño de elementos en compresión, vigas de arriostramiento, y otros elementos de apoyo en las fuerzas axiales y momentos obtenidos a partir de los análisis descritos en la [sección 10.11](#).

10.11- Momentos amplificados - Generalidades

COMENTARIO

C10.10.1- Se colocan dos límites al uso del análisis de segundo orden refinado. Primero, la estructura analizada debe tener elementos similares a los de la estructura final. Si los elementos en la estructura final tienen dimensiones transversales que difieren en más de 10% de las supuestas en el análisis, deben calcularse las nuevas propiedades del elemento y repetirse el análisis. Segundo, el procedimiento de análisis de segundo orden refinado debe haber demostrado que predice las cargas últimas dentro de un margen de 15% de aquellas informadas en ensayos de estructuras de hormigón armado estáticamente indeterminadas. Como mínimo, la comparación debe incluir ensayos de columnas en marcos planos arriostrados, marcos no arriostrados y marcos con columnas de diferentes rigideces. Para tomar en cuenta la variabilidad de las propiedades reales de los elementos y del análisis, las propiedades de los elementos usados en el análisis deben ser multiplicados por un factor de reducción de la rigidez ϕ_k menor que uno. Para ser consistente con el análisis de segundo orden de la [sección 10.13.4.1](#), el factor de reducción de la rigidez, ϕ_k , puede tomarse como 0.80. El concepto de un factor de reducción de la rigidez ϕ_k se discute en la [sección C10.12.3](#)

C10.10.2- Como alternativa al análisis de segundo orden refinado de la [sección 10.10.1](#), el diseño puede basarse en un análisis elástico y en el enfoque de amplificación de momentos.^{10.27, 10.28} Para marcos con desplazamiento lateral los momentos amplificados por desplazamiento pueden ser calculados usando un análisis elástico de segundo orden basado en valores realistas de la rigidez. Véase la [sección C10.13.4.1](#)

C10.11- Momentos amplificados - Generalidades

Esta sección describe un procedimiento aproximado de diseño el cual usa el concepto de amplificador de momento para tomar en cuenta los efectos de la esbeltez. Los momentos calculados a través de un análisis ordinario de primer orden son multiplicados por

10.11.1- Las fuerzas axiales mayoradas P_u , los momentos mayorados M_1 y M_2 en los extremos de la columna, y, cuando se requiera, la deformación lateral de entrepiso Δ_o debe ser calculada a través de un análisis elástico de primer orden del marco tomando en cuenta el efecto de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas a lo largo del elemento y los efectos de la duración de las cargas en las propiedades de la sección. Alternativamente, se permite usar las siguientes propiedades para los elementos en la estructura.

(a) Módulo de elasticidad..... E_c de la sección 8.5.1

(b) Momentos de inercia

Vigas	0.35 I_g
Columnas	0.70 I_g
Muros -no agrietados	0.70 I_g
agrietados	0.35 I_g
Placas planas	
y losas planas	0.25 I_g

(c) Area 1.0 A_g

Los momentos de inercia deben ser divididos por $(1 + \beta_d)$

(a) Cuando actúen cargas laterales sostenidas,
o

(b) Para los chequeos de estabilidad hechos de acuerdo con la [sección 10.13.6](#)

un “amplificador de momento”, el cual es función de la carga axial mayorada P_u y de la carga crítica de pandeo P_c de la columna. Los marcos con y sin desplazamiento lateral son tratados separadamente en la [secciones 10.12 y 10.13](#) respectivamente. Las disposiciones aplicables tanto a columnas con y sin desplazamiento lateral se presentan en la [sección 10.11](#). Un análisis de primer orden es un análisis elástico que no incluye el efecto en los esfuerzos internos provocado por las deformaciones.

C10.11.1- Las rigideces EI usadas en un análisis elástico para diseño por resistencia debieran representar las rigideces de los elementos inmediatamente antes de la falla. Esto es particularmente cierto para un análisis de segundo orden, el cual debiera predecir las deformaciones a niveles cercanos a la carga última. Los valores de EI no debieran estar basados completamente en la relación momento-curvatura para la sección más cargada a lo largo del elemento. En vez de lo anterior, ellos debieran corresponder a la relación momento-rotación en el extremo para el elemento completo.

Los valores alternativos para E_c , I_g y A_g dados en la [sección 10.11.1](#) han sido escogidos a partir de los resultados de ensayos de marcos y de análisis, e incluyen una holgura por la variabilidad de las deformaciones calculadas. El módulo de elasticidad E_c está basado en la resistencia especificada del hormigón, mientras que los desplazamientos laterales son función de la resistencia media, que es mayor. Los momentos de inercia fueron tomados como 0.875 veces de aquellos de la [Referencia 10.29](#). Estos dos efectos producen una sobreestimación de las deformaciones de segundo orden en el rango de 20 a 25 por ciento, lo que corresponde a un factor de reducción de la rigidez ϕ_k implícito de 0.80 a 0.85 en los cálculos de estabilidad. El concepto de un factor de reducción de la rigidez ϕ_k se discute en la [sección C10.12.3](#)

El momento de inercia de vigas T debiera estar basado en el ancho efectivo del ala definido en la [sección 8.10](#). En general, es suficientemente preciso tomar I_g para un viga T como dos veces el I_g del alma, $2(b_w h^3/12)$

Si los momentos y cortes mayorados, obtenidos a partir de un análisis considerando el momento de inercia de un muro igual a $0.70I_g$ indican, sobre la base del módulo de rotura, que el muro se agrietará en flexión, el análisis debiera ser repetido con $I = 0.35I_g$ en aquellos pisos en los cuales se ha anticipado agrietamiento bajo las cargas mayoradas.

Los valores alternativos para los momentos de inercia dados en la [sección 10.11.1](#) fueron derivados para elementos no pretensados. Para elementos pretensados, los momentos de inercia pueden diferir de los valores de la [sección 10.11.1](#) dependiendo de la cantidad, ubicación, y tipo de armadura y del grado de agrietamiento previo al estado último. Los valores de rigidez para elementos de hormigón pretensado debieran incluir una tolerancia por la variabilidad de las rigideces.

Las [secciones 10.11](#) a la [10.13](#) proporcionan requisitos de resistencia y suponen que los análisis de marcos serán desarrollados usando las cargas mayoradas. Los análisis de deformaciones, vibraciones y períodos del edificio son necesarios para varios niveles de carga de servicio (no mayoradas)^{10.30,10.31} para determinar la serviciabilidad de la estructura y para estimar las fuerzas de viento en túneles de viento de laboratorio. El corte basal sísmico está también basado en los períodos de vibración para las cargas de servicio. Las cargas y deformaciones de servicio amplificadas obtenidas de un análisis de segundo orden debieran ser calculadas también usando cargas de servicio. Los momentos de inercia de los elementos estructurales en un análisis para cargas de servicio debieran, por lo tanto, ser representativos del grado de agrietamiento para los diferentes niveles de carga de servicio in-

10.11.2- Se permite tomar el radio de giro, r , igual a 0.3 veces la dimensión total en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para el caso de elementos rectangulares y 0.25 veces el diámetro para elementos circulares en compresión. Para otras formas, se permite obtener el radio de giro de la sección bruta de hormigón.

10.11.3- Longitud no apoyada de elementos en compresión

10.11.3.1- La longitud no apoyada ℓ_u de un elemento en compresión debe tomarse como la distancia libre entre losas de piso, vigas, u otros elementos capaces de proporcionar apoyo lateral en la dirección que se está considerando.

10.11.3.2- Cuando existan capiteles o cartelas en las columnas, la longitud no apoyada debe ser medida hasta el extremo inferior del capitel o cartela en el plano considerado.

10.11.4- Las columnas y pisos en una estructura deben ser diseñados como columnas y pisos con desplazamiento lateral o sin desplazamiento lateral. El diseño de columnas en estructuras o pisos sin desplazamiento lateral debe basarse en la [sección 10.12](#). El diseño de columnas en estructuras o pisos con desplazamiento lateral debe basarse en la [sección 10.13](#).

vestigados. A menos que se cuente con una estimación más precisa del grado de agrietamiento a nivel de la carga de servicio, resulta satisfactorio utilizar en el análisis para cargas de servicio $1/0.70 = 1.43$ veces los momentos de inercia dados en la [sección 10.11.1](#).

La última frase en la [sección 10.11.1](#) se refiere al caso inusual de cargas laterales sostenidas. Dicho caso puede existir, por ejemplo, si se presentan cargas laterales permanentes producto de presiones de tierra diferentes en dos lados de un edificio.

C10.11.4- El método de diseño por amplificación de momentos requiere que el diseñador distinga entre marcos sin desplazamiento lateral, que son diseñados de acuerdo a la [sección 10.12](#), y marcos con desplazamiento lateral que son diseñados de acuerdo a la [sección 10.13](#). Frecuentemente, esto se puede hacer por inspección comparando la rigidez lateral total de las columnas en un piso con aquella de los elementos de arriostramiento. Se puede

CÓDIGO

10.11.4.1- Se permite suponer como sin desplazamiento lateral una columna dentro de una estructura, si el incremento en los momentos extremos de la columna debido a los efectos de segundo orden no excede de un 5 % de los momentos extremos de primer orden.

10.11.4.2- También se permite suponer como sin desplazamiento lateral a un piso en la estructura si:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u \ell_c} \quad (10-7)$$

es menor o igual a 0.05, donde $\sum P_u$ y V_u son la carga vertical total y el corte en el piso, respectivamente, en el piso en cuestión y Δ_o es el desplazamiento relativo de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a V_u

10.11.5- Cuando un elemento individual en compresión dentro de un marco tiene una esbeltez $k\ell_u/r$ mayor a 100, debe usarse la [sección 10.10.1](#) para calcular las fuerzas y momentos en el marco.

COMENTARIO

suponer por inspección que un elemento en compresión está arriostrado si está ubicado en un piso en el cual los elementos de arriostramiento (muros de corte, enrejados de corte, u otros elementos de arriostramiento lateral) tienen una rigidez lateral suficiente para resistir las deformaciones laterales del piso, a tal grado que las deformaciones laterales resultantes no son lo suficientemente grandes para afectar sustancialmente la resistencia de la columna. Si no es inmediatamente evidente por inspección, las [secciones 10.11.4.1](#) y [10.11.4.2](#) entregan dos caminos para hacer esto. En la [sección 10.11.4.1](#), se indica que un piso dentro de un marco se considera como sin desplazamiento lateral si el aumento en los momentos por cargas laterales resultante del efecto $P\Delta$ no excede de un 5% de los momentos de primer orden.^{10.29} La [sección 10.11.4.2](#) entrega un método alternativo para determinar esto sobre la base del índice de estabilidad de un piso Q . Al calcular Q , $\sum P_u$ debiera corresponder al caso de carga lateral para el cual $\sum P_u$ es máximo. Debe notarse que un marco puede contener pisos con y sin desplazamiento lateral. Este chequeo no es aplicable cuando V_u es cero.

Si las deformaciones por carga lateral del marco han sido calculadas usando cargas de servicio y los momentos de inercia para carga de servicio dados en la [sección 10.11.1](#), se permite calcular Q en la ecuación (10-7) usando 1.2 veces la suma de las cargas gravitacionales de servicio, el corte del piso para cargas de servicio, y 1.43 veces la deformación de primer orden del piso para carga de servicio.

C10.11.5- Se impone un límite superior a la razón de esbeltez para columnas diseñadas por el método del amplificador de momento de las [secciones 10.11](#) a [10.13](#). No se impone un límite similar si el diseño se realiza de acuerdo con la [sección 10.10.1](#). El límite $k\ell_u/r = 100$ (representa actualmente el rango superior para ensayos de elementos de compresión esbeltos en marcos).

CÓDIGO

10.11.6- Para elementos en compresión sometidos a flexión respecto a ambos ejes principales, el momento respecto a cada eje debe ser amplificado separadamente sobre la base de las condiciones de restricción correspondientes a dicho eje.

10.12- Momentos amplificados - Marcos sin desplazamiento lateral

10.12.1- Para elementos en compresión en marcos sin desplazamiento lateral, el factor de longitud efectiva k debe tomarse igual a 1, a menos que se demuestre por análisis que se justifica un valor más bajo. El cálculo de k debe basarse en los valores de E e I usados en la [sección 10.11.1](#)

COMENTARIO

C10.11.6- Cuando existe flexión biaxial en un elemento en compresión, se deben amplificar los momentos calculados para cada eje principal. Los factores de amplificación δ se calculan considerando la carga de pandeo P_c para cada eje separadamente, sobre la base de la longitud efectiva $k\ell_u$ y la rigidez EI correspondiente. Si las capacidades de pandeo son diferentes para cada eje, resultarán diferentes factores de amplificación.

C10.12- Momentos amplificados - Marcos sin desplazamiento lateral

C10.12.1- Las ecuaciones para el amplificador de momento fueron derivadas para columnas rotuladas en sus extremos y deben ser modificadas para tomar en cuenta el efecto de las restricciones en los bordes. Esto se hace usando una “longitud efectiva” $k\ell_u$ en el cálculo de P_c .

La principal ayuda de diseño para estimar el factor de longitud efectiva k son los ábacos de alineamiento de Jackson y Moreland ([figura C 10.12.1](#)) los que permiten la determinación gráfica de k para una columna de sección transversal constante en un marco de varios tramos.^{10.32, 10.33}

La longitud efectiva es función de la rigidez relativa en cada extremo del elemento en compresión. Los estudios han indicado que debieran considerarse los efectos de diferentes cuantías de armadura de vigas y columnas y el agrietamiento de la viga en la determinación de la rigidez relativa de borde. Al determinar Ψ para su uso en la evaluación del factor de longitud efectiva k , la rigidez de los elementos en flexión puede ser calculada sobre la base de $0.35I_g$ en elementos en flexión, para tomar en cuenta el efecto del agrietamiento y de la armadura en la rigidez relativa, y $0.70I_g$ para elementos en compresión.

Se pueden usar las siguientes ecuaciones simplificadas para calcular los factores de rigidez efectiva para elementos arriostrados y no arriostrados. Las Ec. (A), (B) y (C) están tomadas del British Standard Code of Practice de 1972^{10.34, 10.35}. Las Ec. (C) y (D) para elementos no arriostrados fueron desarrolladas en la [Ref. 10.33](#).

Para elementos en compresión, pertenecientes a un marco no arriostrado, se puede tomar como límite superior para el factor de longitud efectiva al menor valor de las siguientes dos expresiones:

$$k = 0.7 + 0.05(\psi_A + \psi_B) \leq 1.0 \quad (A)$$

$$k = 0.85 + 0.05\Psi_{\min} \leq 1.0 \quad (B)$$

donde Ψ_A y Ψ_B son los valores de Ψ en los dos extremos de la columna y Ψ_{\min} es el menor de estos dos valores.

Para elementos no arriostrados en compresión restringidos en ambos extremos, puede tomarse el factor de longitud efectiva como:

para $\Psi_m < 2$

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \quad (C)$$

para $\Psi_m \geq 2$

$$k = 0.9 \sqrt{1 + \Psi_m} \quad (D)$$

donde Ψ_m es el promedio de los valores de Ψ en los dos extremos del elemento en compresión.

Para elementos en compresión no arriostrados rotulados en un extremo, el factor de longitud efectiva puede ser tomado como:

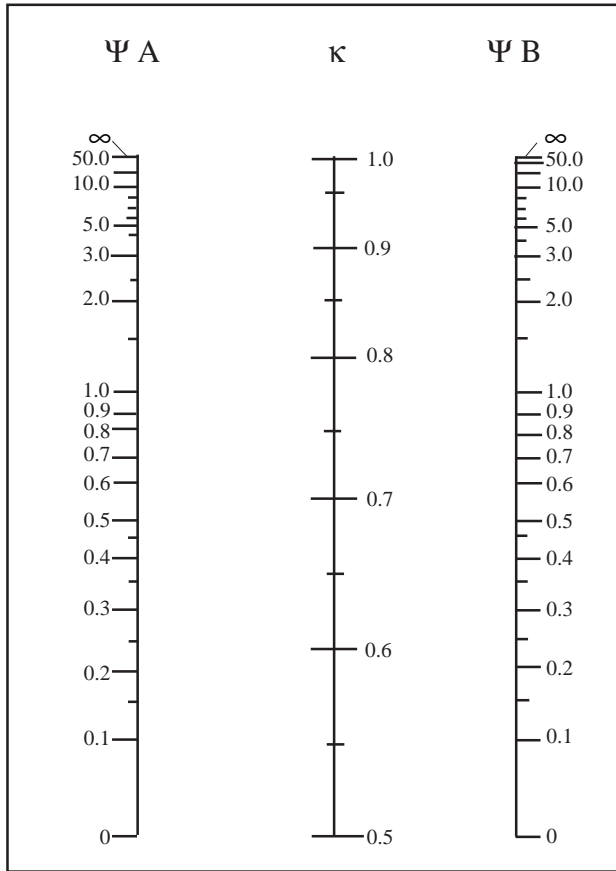
$$k = 2.0 + 0.3\psi \quad (E)$$

donde Ψ es el valor en el extremo restringido.

Puede considerarse que el uso de los ábacos de la [figura C10.12.1](#), o de las ecuaciones de esta sec-

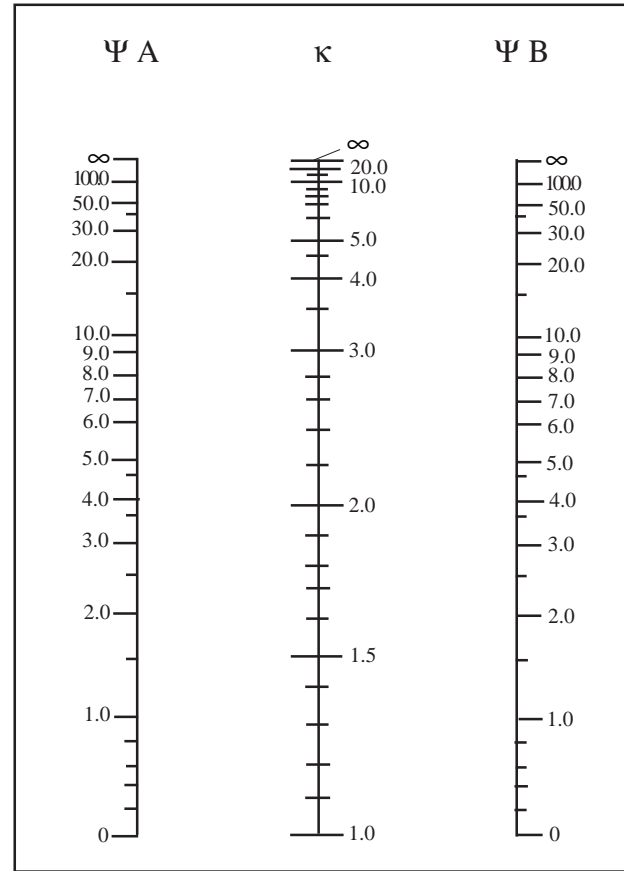
CÓDIGO

COMENTARIO



(a)

Marcos Arriostrados



(b)

Marcos no Arriostrados

Ψ = razón entre $\sum(EI / \ell_c)$ para los elementos en compresión y $\sum(EI / \ell)$ para los elementos en flexión en un plano ubicado en uno de los extremos de un elemento en compresión.

ℓ = longitud de la luz de un elemento en flexión medido centro a centro de los nudos.

10.12.2- En marcos sin desplazamiento lateral se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos en compresión que satisfacen:

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 - 12(M_1/M_2) \quad (10-8)$$

Donde el término $[34 - 12(M_1/M_2)]$ no debe tomarse mayor que 40. El término M_1/M_2 es positivo si la columna está flectada con curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble.

ción, satisface los requisitos de la norma para justificar un valor de k menor a 1.0

C10.12.2- La ecuación (10-8) se ha deducido a partir de la ecuación (10-10) suponiendo que es aceptable un 5% de incremento en los momentos debido a la esbeltez.^{10.27} La deducción no incluye a ϕ en el cálculo del amplificador de momento. Como una primera aproximación, k puede tomarse igual a 1.0 en la ecuación (10-8).

CÓDIGO

10.12.3- Los elementos en compresión deben ser diseñados para la carga axial mayorada P_u y para el momento amplificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c , como sigue:

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (10-9)$$

donde

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1.0 \quad (10-10)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2} \quad (10-11)$$

EI debe tomarse como:

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \quad (10-12)$$

o

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (10-13)$$

COMENTARIO

C10.12.3- Los factores ϕ usados en el diseño de columnas esbeltas representan dos fuentes diferentes de variabilidad. Primero, los factores ϕ de reducción de la rigidez en las ecuaciones del amplificador en la edición 1989 y anteriores del ACI 318 tenían la intención de tomar en cuenta la variabilidad en la rigidez EI y en el análisis de amplificación de momento. Segundo, la variabilidad de la resistencia de la sección transversal es tomada en consideración a través de un factor ϕ de reducción de la resistencia de 0.70 para columnas con amarras y 0.75 para columnas con zunchos. Los estudios informados en la referencia 10.36 indican que el factor de reducción de la rigidez ϕ_k , y el factor ϕ de reducción de la resistencia para la sección transversal no tienen los mismos valores, al contrario de lo supuesto en las ediciones 1989 y en las anteriores del ACI 318. Estos estudios sugieren que el valor del factor de reducción de rigidez ϕ_k para una columna aislada debiera ser 0.75, tanto para columnas con amarras como con zunchos. Los factores 0.75 en las ecuaciones (10-10) y (10-19) son factores de reducción de la rigidez ϕ_k y reemplazan a los factores ϕ que aparecían en estas ecuaciones en las ediciones de 1989 y anteriores. Esto se ha hecho para evitar confusiones entre el factor de reducción de la rigidez ϕ_k en la ecuación (10-10) y (10-19), y los factores ϕ de reducción de resistencia de la sección transversal.

El principal problema al definir la carga crítica es la elección de la rigidez EI que razonablemente aproxima las variaciones en la rigidez debidas al agrietamiento, fluencia lenta, y la no linealidad de la curva esfuerzo-deformación del hormigón. La ecuación (10-12) se ha deducido para pequeñas razones de excentricidad y altos niveles de carga axial, donde los efectos por esbeltez son más pronunciados.

La fluencia lenta debida a cargas sostenidas incrementará la deformación lateral de una columna y por lo tanto la amplificación del momento. Esto

se aproxima en el diseño reduciendo la rigidez EI , usada para calcular P_c y por lo tanto δ_{ns} , dividiéndola por $(1+\beta_d)$. Tanto los términos del hormigón como del acero en la ecuación (10-12) son divididos por $(1+\beta_d)$. Esto refleja la fluencia prematura del acero en columnas sometidas a cargas sostenidas.

Pueden usarse tanto la ecuación (10-12) o la (10-13) para calcular EI . La ecuación (10-13) es una aproximación simplificada de la ecuación (10-12) y es menos precisa que la ecuación (10-12)^{10.37}. La ecuación (10-13) puede ser simplificada aún más suponiendo $\beta_d = 0.6$. Cuando se hace esto, la ecuación (10-13) se transforma en:

$$EI = 0.25E_c I_g \quad (F)$$

El término β_d se define de manera diferente para marcos sin y con desplazamiento lateral. Véase la sección 10.0. Para marcos sin desplazamiento lateral, β_d es la razón entre la máxima carga axial permanente mayorada y la máxima carga axial total mayorada.

10.12.3.1- Para elementos sin cargas transversales entre sus apoyos, C_m debe tomarse como:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (10-14)$$

Donde M_1/M_2 es positivo si la columna está flectada con curvatura simple. Para elementos con cargas transversales entre sus apoyos, C_m debe tomarse como 1.0.

C10.12.3.1- El factor C_m es un factor de corrección del momento equivalente. La deducción del amplificador de momento supone que el momento máximo está en o cerca de la mitad de la altura de la columna. Si el momento máximo se produce en uno de los extremos de la columna, el diseño debe basarse en un “momento uniforme equivalente” $C_m M_2$ el cual produciría el mismo momento máximo al ser amplificado.^{10.27}

En el caso de elementos en compresión sometidos a cargas transversales entre los apoyos, es posible que el momento máximo se produzca en una sección lejos del extremo del elemento. Si esto ocurre, el valor del máximo momento calculado en cualquier sección del elemento debería ser usado como valor de M_2 en la ecuación (10-9). De acuerdo con la última frase de la sección 10.12.3.1, C_m debe ser tomado igual a 1.0 para este caso.

CÓDIGO

10.12.3.2- El momento mayorado M_2 en la [ecuación \(10-9\)](#) no debe tomarse menor que

$$M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h) \quad (10-15)$$

Alrededor de cada eje separadamente, donde 15 y 0.03h están en milímetros. Para elementos en los que $M_{2,min}$ supera a M_2 , el valor de C_m en la [ecuación \(10-14\)](#) debe ser tomado como 1.0, o estar basado en el cociente de los momentos calculados para los extremos, M_1 y M_2 .

10.13- Momentos amplificados - Marcos con desplazamiento lateral

COMENTARIO

C10.12.3.2 - En este código, la esbeltez es tomada en consideración amplificando los momentos extremos de la columna. Si los momentos mayorados de la columna son muy pequeños o nulos, el diseño de columnas esbeltas debe estar basado en la excentricidad mínima dada en esta sección. No es la intención que la excentricidad mínima sea aplicada a los dos ejes simultáneamente.

Cuando el diseño debe basarse en la excentricidad mínima, los momentos extremos mayorados de la columna obtenidos del análisis estructural son usados en la [ecuación \(10-14\)](#) para determinar la razón M_1/M_2 . Esto elimina lo que de otra manera sería una discontinuidad entre columnas con excentricidades calculadas menores que la excentricidad mínima y columnas con excentricidades calculadas iguales o mayores que la excentricidad mínima.

C10.13- Momentos amplificados - Marcos con desplazamiento lateral

El diseño por esbeltez de marcos con desplazamiento lateral ha sido revisado en el ACI 318-95. El procedimiento revisado consiste en tres pasos:

- (1) Se calculan los momentos por desplazamiento lateral amplificados $\delta_s M_s$. Esto debiera hacerse por una de tres alternativas. Primero, se puede usar un análisis elástico de segundo orden del marco ([Sección 10.13.4.1](#)). Segundo, se puede utilizar una aproximación a dicho análisis ([Sección 10.13.4.2](#)). La tercera opción es usar el amplificador por desplazamiento lateral δ_s de las ediciones anteriores del ACI 318 ([Sección 10.13.4.3](#)).
- (2) Los momentos por desplazamiento lateral amplificados $\delta_s M_s$ son sumados al momento sin desplazamiento lateral no amplificado M_{ns} en cada extremo de cada columna.

10.13.1- Para elementos en compresión no arriostros contra desplazamientos laterales, el factor de longitud efectiva k debe determinarse usando valores de E e I conformes con la [sección 10.11.1](#) y debe ser mayor que 1.0.

10.3.2- Para elementos en compresión no arriostros contra desplazamientos laterales, pueden despreciarse los efectos de la esbeltez cuando $k\ell_u/r$ es menor que 22.

10.3.3- Los momentos M_1 y M_2 en los extremos de un elemento individual en compresión deben tomarse como:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (10-16)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (10-17)$$

donde $\delta_s M_{1s}$ y $\delta_s M_{2s}$ deben calcularse de acuerdo con la [sección 10.13.4](#)

10.13.4- Cálculo de $\delta_s M_s$

10.13.4.1- Los momentos amplificados por desplazamiento lateral, $\delta_s M_s$, deben tomarse como los momentos extremos de la columna calculados a través de un análisis elástico de segundo orden basado en las rigideces del elemento dadas en la [sección 10.11.1](#)

Los momentos sin desplazamiento lateral pueden ser calculados usando un análisis elástico de primer orden.

- (3) Si la columna es esbelta y las cargas sobre ella son altas, ella es verificada para ver si los momentos en puntos entre los extremos de la columna exceden a aquellos en los extremos. Como se especifica en la [sección 10.13.5](#) esto se hace usando el amplificador para marcos sin desplazamiento lateral δ_{ns} , con P_c calculado considerando $k = 1.0$ o menos.

C10.13.1- Véase la [sección C10.12.1](#)

C10.13.3- El análisis descrito en esta sección se refiere sólo a marcos planos sometidos a cargas que causan deformaciones en su propio plano. Si los desplazamientos torsionales son significativos, debe usarse un análisis tridimensional de segundo orden.

C10.13.4- Cálculo de $\delta_s M_s$

C10.13.4.1- Un análisis de segundo orden es un análisis del marco que incluye el efecto en los esfuerzos internos resultante de las deformaciones. Cuando se usa un análisis elástico de segundo orden para calcular $\delta_s M_s$, la deformación debe ser representativa del estado inmediatamente anterior a la carga última. Por

esta razón debe usarse en el análisis de segundo orden el valor reducido de $E_c I_g$ dado en la [sección 10.11.1](#)

El término β_d se define de manera diferente para marcos sin y con desplazamiento lateral. Véase la [sección 10.0](#). Las deformaciones laterales debidas a cargas de corta duración, como viento o sismo, son función de la rigidez de corto plazo de las columnas después de un período de cargas gravitacionales sostenidas. Para este caso, la definición de β_d en la [sección 10.0](#) da un valor $\beta_d = 0$. En el caso inusual de marcos con desplazamiento lateral donde las cargas laterales son sostenidas, β_d no será cero. Esto puede ocurrir si un edificio en un lugar con pendiente está sometido a presión de tierra en un lado y no en el otro.

En un análisis de segundo orden deben incluirse las cargas axiales de todas las columnas que no son parte de los elementos resistentes a carga lateral y dependen de estos elementos para su estabilidad.

En las ediciones de 1989 y anteriores, las ecuaciones del amplificador de momento para δ_b y δ_s incluían un factor de reducción de la rigidez ϕ_k para cubrir la variabilidad de los cálculos de estabilidad. El método de análisis de segundo orden está basado en los valores de E e I de la [sección 10.11.1](#). Esto lleva a una sobre estimación de 20 a 25% de la deformación lateral que corresponde a un factor de reducción de la rigidez ϕ_k entre 0.80 y 0.85 en los momentos $P\Delta$. No se necesita un factor ϕ adicional en los cálculos de estabilidad. Una vez que se han establecido los momentos, la selección de las secciones transversales de las columnas involucra a los factores ϕ de reducción de la resistencia de la [sección 9.3.2.2](#)

10.13.4.2- Alternativamente, se permite calcular $\delta_s M_s$ como

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - Q} \geq M_s \quad (10-18)$$

Si δ_s calculado de esta manera es mayor que 1.5, $\delta_s M_s$ debe calcularse usando las [secciones 10.13.4.1](#) ó [10.13.4.3](#)

C10.13.4.2- El análisis $P\Delta$ iterativo de los momentos de segundo orden puede ser representado por una serie infinita. La solución de esta serie está dada por la ecuación (10-18)^{10.29}. La [referencia 10.38](#) muestra que la ecuación (10-18) predice ajustadamente los momentos de segundo orden en marcos no arriostrados hasta que δ_s excede de 1.5.

Los diagramas de momento $\mathbf{P}\Delta$ para columnas flechadas son curvos, con Δ relacionado con la geometría deformada de la columna. La ecuación (10-18) y la mayoría de los programas computacionales disponibles comercialmente para el análisis de segundo orden de marcos han sido deducidos suponiendo que los momentos $\mathbf{P}\Delta$ resultan de fuerzas iguales y opuestas de $\mathbf{P}\Delta/\ell_c$ aplicadas en la parte inferior y superior del piso. Estas fuerzas dan un diagrama recto de momento $\mathbf{P}\Delta$. Los diagramas curvos de momento $\mathbf{P}\Delta$ producen desplazamientos laterales del orden del 15% mayores que aquellos obtenidos de diagramas rectos de momento $\mathbf{P}\Delta$. Este efecto se puede incluir en la ecuación (10-18) escribiendo el denominador como $(1 - 1.15Q)$ en vez de $(1 - Q)$. El factor 1.15 se ha dejado fuera de la ecuación (10-18) para mantener la consistencia con los programas computacionales disponibles comercialmente.

Si las deformaciones han sido calculadas usando las cargas de servicio, Q en la ecuación (10-18) debería ser calculado de la manera explicada en la sección C10.11.4.

En las ediciones de 1989 y anteriores, las ecuaciones del amplificador de momento para δ_b y δ_s incluían un factor de reducción de la rigidez ϕ_k para cubrir la variabilidad de los cálculos de estabilidad. El análisis del factor Q está basado en los valores de \mathbf{E}_c e \mathbf{I}_g de la sección 10.11.1 los cuales incluyen el equivalente a un factor de reducción de la rigidez ϕ_k tal como se explica en la sección C10.13.4.1. Como resultado, no se necesita un factor ϕ adicional en los cálculos de estabilidad. Una vez que se han establecido los momentos usando la ecuación (10-18), la selección de las secciones transversales de las columnas involucra a los factores de reducción de la resistencia ϕ de la sección 9.3.2.2

10.13.4.3- Alternativamente, se permite calcular el momento amplificado por desplazamiento lateral, $\delta_s \mathbf{M}_s$, como

$$\delta_s \mathbf{M}_s = \frac{\mathbf{M}_s}{1 - \frac{\sum \mathbf{P}_u}{0.75 \sum \mathbf{P}_c}} \geq \mathbf{M}_s \quad (10-19)$$

C10.13.4.3- Para verificar los efectos de la estabilidad del piso, δ_s se calcula como un valor promedio para el piso completo sobre la base del uso de $\sum \mathbf{P}_u / \sum \mathbf{P}_c$. Esto refleja la interacción en los efectos $\mathbf{P}\Delta$ de todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral del piso, dado que la deformación lateral de todas las columnas en el piso debe

CÓDIGO

donde $\sum P_u$ es la sumatoria de todas las cargas verticales en un piso, y $\sum P_c$ es la sumatoria para todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral en un piso. P_c se calcula a través de la [ecuación \(10-11\)](#) usando el valor para k de la [sección 10.13.1](#) y el valor para EI de la [ecuación \(10-12\)](#) o la [ecuación \(10-13\)](#).

10.13.5- Si un elemento individual en compresión cumple

$$\frac{\ell_u}{r} \leq \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c A_g}}} \quad (10-20)$$

debe ser diseñado para la carga mayorada P_u y para el momento M_c calculado usando la [sección 10.12.3](#) en donde M_1 y M_2 son calculados de acuerdo con la [sección 10.13.3](#), β_d según se definió para la combinación de cargas considerada, y k según lo definido en la [sección 10.12.1](#)

COMENTARIO

ser igual en ausencia de desplazamientos torsionales alrededor del eje vertical. Además, es posible que una columna individual particularmente esbelta en un marco no arriostrado pudiera tener deformaciones sustanciales a media altura aún si está adecuadamente arriostrada contra desplazamientos laterales en los extremos por otras columnas en el piso. Dicha columna tendrá un ℓ_u/r mayor que el valor dado en la [ecuación \(10-20\)](#) y tendría que ser verificada usando la [sección 10.13.5](#)

Si la deformación por carga lateral involucra desplazamientos torsionales significativos, la amplificación de momento en las columnas más apartadas del centro de rotación puede ser subestimada por el procedimiento del amplificador de momento. En dichos casos debiera considerarse un análisis tridimensional de segundo orden.

El término 0.75 en el denominador de la [ecuación \(10-19\)](#) es un factor de reducción de la rigidez ϕ_k tal como se explicó en la [sección C10.12.3](#)

En el cálculo de EI , β_d será normalmente cero para un marco no arriostrado, debido a que las cargas laterales son generalmente de corta duración (Véase la [sección C10.13.4.1](#)).

C10.13.5- Los momentos sin desplazamiento lateral no amplificados en los extremos de las columnas son sumados a los momentos por desplazamiento lateral amplificados en los mismos puntos. Generalmente, uno de los momentos extremos resultantes es el momento máximo en la columna. Sin embargo, en columnas esbeltas con elevadas cargas axiales el punto de momento máximo puede estar entre los extremos de la columna, de tal forma que los momentos extremos dejan de ser los momentos máximos. Si ℓ_u/r es menor que el valor dado en la [ecuación \(10-20\)](#) el momento máximo en cualquier punto a lo largo de la altura de dicha columna será menor a 1.05 veces el máximo momento extremo. Cuando ℓ_u/r excede el valor dado por la [ecuación \(10-20\)](#), el momento máximo se producirá en un punto entre los extremos de la co-

10.13.6- Adicionalmente a los estados de carga que incluyen cargas laterales, debe considerarse la resistencia y estabilidad de la estructura como un todo frente a las cargas gravitacionales mayoradas.

- (a) Cuando $\delta_s M_s$ se calcula a partir de la [sección 10.13.4.1](#), la razón entre la deformación lateral de segundo orden y la deformación lateral de primer orden, para la combinación de 1.4 veces la carga permanente y 1.7 veces la sobrecarga más la carga lateral aplicada a la estructura, no debe exceder de 2.5.
- (b) Cuando $\delta_s M_s$ se calcula a partir de la [sección 10.13.4.2](#), el valor de Q calculado usando $\sum P_u$ correspondiente a 1.4 veces la carga permanente más 1.7 veces la sobrecarga no debe exceder de 0.60
- (c) Cuando $\delta_s M_s$ se calcula a partir de la [sección 10.13.4.3](#), δ_s calculado usando $\sum P_u$ y $\sum P_c$ correspondientes a la carga permanente y a la sobrecarga mayoradas debe ser positivo y no exceder de 2.5

En los casos (a), (b) y (c) anteriores, β_d debe tomarse como la razón entre la máxima carga axial mayorada que actúa en forma permanente y la máxima carga axial mayorada total.

lumna y excederá al máximo momento extremo en más de un 5% [10.26](#). En dicho caso el momento máximo se calcula amplificando el momento extremo usando la [ecuación \(10-9\)](#).

C10.13.6- La posibilidad de inestabilidad por desplazamiento lateral bajo cargas gravitacionales debe ser investigada independientemente. Cuando se usa un análisis de segundo orden para calcular $\delta_s M_s$ ([sección 10.13.4.1](#)), el marco debiera ser analizado dos veces para el caso de cargas gravitacionales mayoradas más una carga lateral aplicada al marco. Esta carga puede ser la carga lateral usada en el diseño o puede ser una carga única aplicada en la parte superior del marco. El primer análisis debiera ser un análisis elástico de primer orden, el segundo análisis debiera ser un análisis de segundo orden. La deformación obtenida a partir del análisis de segundo orden no debiera exceder de 2.5 veces la deformación obtenida a partir del análisis de primer orden. Si un piso es mucho más flexible que el resto, la razón de deformación debiera ser calculada en dicho piso. La carga lateral debiera ser lo suficientemente grande para producir deformaciones de tamaño tal que puedan ser comparadas con precisión. En marcos no simétricos que se deforman lateralmente bajo cargas gravitacionales solamente, la carga lateral debiera actuar en la dirección en la cual ella aumentará la deformación lateral.

Cuando se usa la [sección 10.13.4.2](#) para calcular $\delta_s M_s$, el valor de Q evaluado usando cargas gravitacionales mayoradas no debiera exceder de 0.60. Esto es equivalente a $\delta_s = 2.5$. Los valores de V_u y Δ_o usados para calcular Q pueden obtenerse a partir de cualquier conjunto real o arbitrario supuesto de cargas laterales, siempre que V_u y Δ_o correspondan a las mismas cargas. Si Q calculado en la [sección 10.11.4.2](#) es 0.2 o menor, se satisface la verificación de estabilidad de la [sección 10.13.6](#).

Cuando $\delta_s M_s$ se calcula usando la [ecuación \(10-](#)

10.13.7- En marcos con desplazamiento lateral, los elementos en flexión deben diseñarse para el total de los momentos amplificados de los elementos en compresión que concurren al nudo.

19), se pone un límite superior de 2.5 para δ_s . Para valores mayores de δ_s el marco será muy susceptible a cambios en **EI**, rotación de las fundaciones y similares. Si δ_s excede de 2.5 el marco debe ser rigidizado para reducir δ_s . $\sum P_u$ debe incluir la carga axial en todas las columnas y muros incluyendo columnas que no son parte del sistema resistente a cargas laterales. El valor $\delta_s = 2.5$ es un amplificador muy grande. Se ha escogido para compensar lo conservador del procedimiento del amplificador de momento.

El valor de β_d debiera ser un valor global para cada piso calculado como la razón entre la máxima carga axial mayorada que actúa en forma permanente en dicho piso y la máxima carga axial mayorada total en dicho piso.

C10.13.7- La resistencia de un marco no arriostrado está controlada por la estabilidad de las columnas y por el grado de restricción de borde proporcionada por las vigas del marco. Si se forman rótulas plásticas en las vigas de restricción, la estructura se aproxima a un mecanismo y su capacidad de resistir cargas axiales se reduce drásticamente. La sección 10.13.7 se coloca para que el diseñador se preocupe que los elementos de restricción en flexión tengan la capacidad de resistir los momentos amplificados de las columnas.

10.14- Elementos cargados axialmente que soportan sistemas de losas

Los elementos cargados axialmente que soportan un sistema de losas incluido dentro del alcance de la [sección 13.1](#), deben diseñarse como se dispone en el [capítulo 10](#) y de acuerdo con los requisitos adicionales del [capítulo 13](#).

CÓDIGO

10.15- Transmisión de cargas de las columnas a través de losas de entrepiso

Cuando la resistencia especificada a la compresión del hormigón en una columna es 1.4 veces mayor que la especificada para el sistema de entrepiso, la transmisión de la carga a través de la losa de entrepiso debe hacerse de [acuerdo a 10.15.1, 10.15.2 ó 10.15.3](#)

10.15.1- Debe colocarse hormigón de resistencia igual a la especificada para la columna en el entrepiso en la ubicación de la columna. La superficie superior del hormigón de la columna debe extenderse 600 mm dentro de la losa a partir de la cara de la columna. El hormigón de la columna debe ser monolítico con el hormigón del piso y debe colocarse de acuerdo con las [secciones 6.4.5 y 6.4.6](#).

COMENTARIO

C10.15- Transmisión de cargas de las columnas a través de losas de entrepiso

Los requisitos de esta sección están basados en un artículo escrito acerca del efecto que produce la resistencia del hormigón del entrepiso sobre la resistencia de la columna.^{10.39} Las disposiciones implican que donde la resistencia del hormigón de la columna no exceda de la resistencia del hormigón del entrepiso en más del 40%, no es necesario tomar precauciones especiales. Para resistencias más altas de los hormigones de las columnas deben utilizarse los métodos de las [secciones 10.15.1 ó 10.15.2](#) para columnas de esquina o de borde, y los métodos de las [secciones 10.15.1, 10.15.2 ó 10.15.3](#) para columnas interiores con adecuada restricción por los cuatro lados.

C10.15.1- El uso del procedimiento de colocación del hormigón, descrito en la [sección 10.15.1](#), requiere la colocación de dos hormigones diferentes en el sistema de entrepiso. El hormigón de resistencia más baja debe colocarse cuando el hormigón de mayor resistencia todavía este plástico y debe vibrarse en forma adecuada para asegurar que ambos hormigones se integren completamente. Esto requiere coordinación cuidadosa de las entregas de hormigón y el posible empleo de aditivos retardadores. En algunos casos pueden requerirse servicios adicionales de inspección cuando se emplea este procedimiento. Es importante que el hormigón de mayor resistencia en el piso, en la región de la columna, se coloque antes de que el hormigón de baja resistencia sea colocado en el resto del piso para evitar que accidentalmente se coloque hormigón de baja resistencia en el área de la columna. Es responsabilidad del diseñador indicar en los planos donde deben colocarse los hormigones de baja y alta resistencia.

10.15.2- La resistencia de una columna a través de la losa de entrepiso debe basarse en el valor más bajo entre la resistencia del hormigón con barras de traspaso verticales y con zunchos, según se requiera.

10.15.3- Para columnas apoyadas lateralmente por los cuatro lados en vigas de altura aproximadamente igual, o en losas, la resistencia de la columna se puede basar en una resistencia equivalente del hormigón en la conexión de la columna, igual al 75% de la resistencia del hormigón de la columna más el 35% de la resistencia del hormigón del entrepiso.

10.16- Elementos compuestos sometidos a compresión

10.16.1- Los elementos compuestos sometidos a compresión deben incluir a todos aquellos elementos que estén reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural, tuberías o tubos, con o sin barras longitudinales.

10.16.2- La resistencia de los elementos compuestos debe calcularse con las mismas condiciones limitantes que se aplican a los elementos comunes de hormigón armado.

Con la edición de 1983, la cantidad de hormigón de columnas que debe colocarse dentro del piso se expresa sencillamente como una extensión de 600 mm, desde la cara de la columna. Puesto que la colocación del hormigón requerido debe hacerse en terreno, en la actualidad se expresa de manera directamente evidente para los trabajadores. Este nuevo requisito también localiza la interfase entre el hormigón de la columna y del entrepiso más alejado dentro del piso, lejos de las regiones de corte elevado.

C10.16- Elementos compuestos sometidos a compresión

C10.16.1- Las columnas compuestas se definen sin hacer referencia a clasificaciones de columnas combinadas, compuestas o de tubos rellenos con hormigón. Se han omitido las referencias a otros metales empleados para refuerzo porque se utilizan poco con el hormigón en las construcciones.

C10.16.2- Las mismas reglas que se emplean para calcular la resistencia a la interacción carga-momento para secciones de hormigón armado pueden aplicarse a secciones compuestas. Los diagramas de interacción para tubos rellenos con

CÓDIGO

10.16.3- Cualquier carga axial asignada al hormigón de un elemento compuesto debe transmitirse al hormigón mediante elementos o ménsulas que se apoyen directamente en el hormigón del elemento compuesto.

10.16.4- Toda carga axial no asignada al hormigón de un elemento compuesto debe ser desarrollada por conexión directa al perfil de acero estructural, cañería o tubo.

10.16.5- Para la evaluación de los efectos de esbeltez, el radio de giro de la sección compuesta no debe ser mayor que el valor dado por

$$r = \sqrt{\frac{(E_c I_g / 5) + E_s I_t}{(E_c A_g / 5) + E_s A_t}} \quad (10-21)$$

y como alternativa a un cálculo más preciso, **EI** en la [ecuación \(10-11\)](#) debe tomarse ya sea como la [ecuación \(10-12\)](#) ó;

$$EI = \frac{(E_c I_g / 5)}{1 + \beta_d} + E_s I_t \quad (10-22)$$

COMENTARIO

hormigón son idénticos a los del ACI SP-7^{10.40} y del Desing Handbook, vol.2, Columns^{10.33}, pero con γ ligeramente mayor que 1.0.

C10.16.3 y C10.16.4- El apoyo directo o la conexión directa para transferir las fuerzas entre el acero y el hormigón puede desarrollarse por medio de salientes, placas o barras de armadura soldadas a un perfil o tubo estructural antes del vaciado del hormigón. No es necesario considerar el esfuerzo de compresión por flexión como parte de la carga de compresión que debe desarrollarse por apoyo directo. Un revestimiento de hormigón alrededor de un perfil estructural podrá rigidizarlo, pero no necesariamente incrementará su resistencia.

C10.16.5- Se entrega la ecuación (10-21) porque las reglas de la [sección 10.11.2](#) para estimar el radio de giro son demasiado conservadoras para tubos llenos con hormigón y no se aplican a elementos con perfiles estructurales incluidos.

En columnas de hormigón armado, sujetas a cargas sostenidas, la fluencia lenta transfiere parte de la carga del hormigón al acero, incrementando así los esfuerzos del acero. En el caso de columnas ligeramente armadas, esta transferencia de carga puede causar que el acero de compresión fluya prematuramente, dando como resultado una disminución del **EI** efectivo. Por consiguiente, los términos tanto del hormigón como del acero en la [ecuación \(10-12\)](#) se reducen para tomar en cuenta la fluencia lenta. Para columnas muy armadas o para columnas compuestas en las que la tubería o los perfiles estructurales constituyen un gran porcentaje de la sección transversal, la transferencia de carga debida a fluencia lenta no es significativa. En consecuencia la ecuación (10-22) se revisó en el suplemento de 1980, de manera que sólo el **EI** del hormigón se reduce para efectos de carga sostenida.

CÓDIGO

10.16.6- Núcleo de hormigón confinado en acero estructural

10.16.6.1- Para un elemento compuesto con el núcleo de hormigón confinado en acero, el espesor del acero de confinamiento no debe ser menor que:

$$b\sqrt{\frac{f_y}{3E_s}}, \text{ para cada cara de ancho } b$$

ni que:

$$h\sqrt{\frac{f_y}{8E_s}}, \text{ para secciones circulares de diámetro } h$$

10.16.6.2- Se permite que las barras longitudinales localizadas dentro del núcleo de hormigón confinado se utilicen en el cálculo de A_t e I_t .

10.16.7- Armadura en zuncho alrededor de un núcleo de acero estructural

Un elemento compuesto, hecho de hormigón armado con zuncho alrededor de un núcleo de acero estructural debe satisfacer las secciones 10.16.7.1 a la 10.16.7.8.

10.16.7.1- La resistencia especificada a la compresión del hormigón f'_c no debe ser menor de 17 MPa.

10.16.7.2- La tensión de fluencia de diseño del núcleo de acero estructural debe ser la tensión de fluencia especificada mínima para el grado del acero estructural usado, pero sin exceder de 350 MPa.

10.16.7.3- La armadura en zuncho debe cumplir con lo especificado en la [sección 10.9.3](#).

10.16.7.4- Las barras longitudinales localizadas dentro del zuncho no deben ser menores de 0.01 ni mayores de 0.08 veces el área neta del hormigón.

COMENTARIO

C10.16.6- Núcleo de hormigón confinado en acero estructural

Las secciones de hormigón confinadas en acero deben tener un espesor en la pared metálica lo suficientemente grande para soportar el esfuerzo por fluencia longitudinal antes de pandearse hacia el exterior.

C10.16.7- Armadura en zuncho alrededor de un núcleo de acero estructural

El hormigón confinado lateralmente por zunchos tiene una mayor capacidad de carga y el tamaño del zuncho requerido puede regularse, sobre la base de la resistencia del hormigón fuera del zuncho, mediante el mismo razonamiento que se aplica a columnas armadas sólo con barras longitudinales. La presión radial proporcionada por el zuncho asegura la interacción entre el hormigón, las barras de armadura y el núcleo de acero, de tal manera que las barras longitudinales rigidizan y aumentan la resistencia de la sección transversal.

10.16.7.5- Se permite que las barras longitudinales localizadas dentro del zuncho se consideren en el cálculo de A_t e I_t .

10.16.8- Amarras de refuerzo alrededor de un núcleo de acero estructural

Un elemento compuesto, hecho de hormigón confinado lateralmente con amarras alrededor de un núcleo de acero estructural, debe cumplir con las secciones 10.16.8.1. a la 10.16.8.8.

10.16.8.1- La resistencia especificada a la compresión del hormigón f'_c no debe ser menor de 17 MPa.

10.16.8.2- La tensión de fluencia de diseño del núcleo de acero estructural debe ser la tensión de fluencia especificada mínima para el grado de acero estructural usado, pero no debe exceder de 350 MPa.

10.16.8.3- Las amarras transversales deben extenderse por completo alrededor del núcleo de acero estructural.

10.16.8.4- Las amarras transversales deben tener un diámetro no menor que 0.02 veces la mayor dimensión lateral del elemento compuesto, excepto que los estribos no deben ser menores a $\phi 10$ y no se exige que sean mayores de $\phi 16$. Puede emplearse malla de alambre electrosoldado de un área equivalente.

10.16.8.5- El espaciamiento vertical entre las amarras transversales no debe exceder de 0.5 de la menor dimensión lateral del elemento compuesto, ni de 48 veces el diámetro de las amarras, ni 16 veces el diámetro de las barras longitudinales.

10.16.8.6- Las barras longitudinales colocadas dentro de las amarras no deben ser menores de 0.01 ni mayores de 0.08 veces al área neta del hormigón.

C10.16.8- Amarras de refuerzo alrededor de un núcleo de acero estructural

Es posible que el hormigón confinado lateralmente por amarras tenga un espesor más delgado a lo largo de, por lo menos, una cara del núcleo de acero, y no debe suponerse que existe interacción completa entre el núcleo de acero, el hormigón y cualquier armadura longitudinal. El hormigón probablemente se separará de las caras lisas del núcleo de acero. Para mantener el recubrimiento de hormigón, es razonable requerir más amarras laterales de las necesarias para las columnas de hormigón armado comunes. Debido a la probable separación entre el núcleo de acero y el hormigón a grandes deformaciones, las barras longitudinales no serán efectivas para rigidizar la sección transversal, aunque pueden ser útiles ante esfuerzos de compresión sostenidos. Finalmente, la tensión de fluencia del núcleo de acero debe limitarse a aquélla que existe para deformaciones menores de las que se puedan soportar sin desprendimiento del recubrimiento de hormigón. Se ha supuesto que el hormigón en compresión axial no se desprende a deformaciones menores de 0.0018. Por lo tanto, la tensión de fluencia de $0.0018 \times 200\,000$, ó 360 MPa, representa un límite superior para el esfuerzo máximo útil en el acero.

10.16.8.7- Debe colocarse una barra longitudinal en cada esquina de una sección rectangular, con otras barras longitudinales espaciadas a menos de 1/2 de la menor dimensión lateral del elemento compuesto.

10.16.8.8- Se permite que las barras longitudinales colocadas dentro de las amarras se consideren para calcular A_t para resistencia, pero no para calcular I_t para evaluar los efectos de esbeltez.

10.17- Resistencia al aplastamiento

10.17.1- La resistencia de diseño al aplastamiento del hormigón no debe ser mayor que $\phi(0.85 f'_c A_1)$ excepto cuando la superficie de soporte sea más ancha en todos los lados del área cargada, en cuyo caso, se permite que la resistencia de diseño al aplastamiento en el área cargada sea multiplicada por $\sqrt{A_2/A_1}$, pero no mayor que 2.

C10.17- Resistencia al aplastamiento

C10.17.1- Esta sección aborda la resistencia al aplastamiento en los apoyos de hormigón. El esfuerzo por aplastamiento permisible de $0.85 f'_c$ está basado en los resultados de ensayos que se describen en la [referencia 10.41](#) (véase también la [sección 15.8](#)).

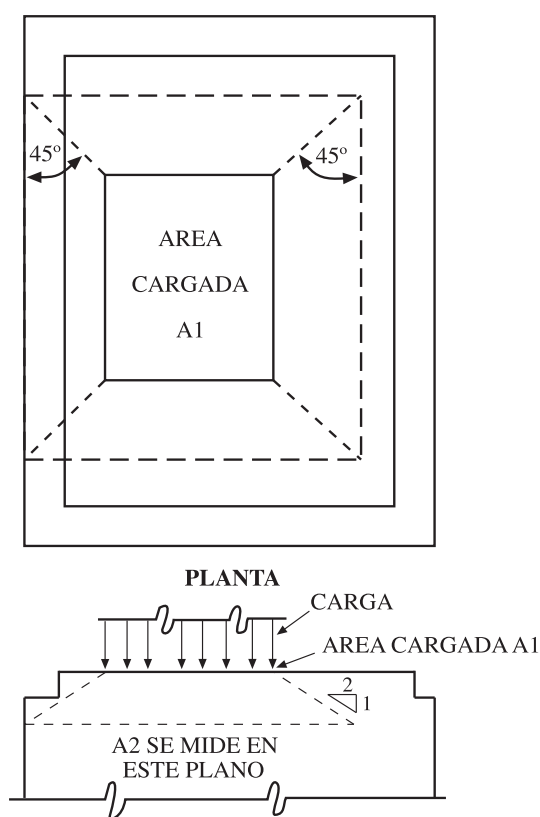


Fig. C 10.17 Aplicación de la pirámide para determinar A_2 en apoyos escalonados o inclinados.

CÓDIGO

COMENTARIO

Cuando el área de apoyo sea mayor en todos sus lados que el área cargada, el hormigón circundante confina el área de apoyo, lo que da como resultado un aumento en la resistencia al aplastamiento. Esta sección no proporciona una altura mínima para un elemento de apoyo. La altura mínima de dicho apoyo debe quedar sujeta al control de los requisitos para corte de la [sección 11.11](#).

Cuando la parte superior del apoyo este inclinada o escalonada se pueden obtener ventajas del hecho de que el elemento de apoyo es mayor que el área cargada, siempre que dicho elemento no se incline en un ángulo demasiado grande. La [figura 10.17](#) ilustra la aplicación de la pirámide para encontrar A_2 . La pirámide no debe confundirse con la trayectoria en la que se distribuye una carga que baja a través del área de apoyo. Dicha trayectoria de carga tendría lados más inclinados. Sin embargo, la pirámide descrita tiene poca pendiente en las caras laterales planas, para asegurar que existe hormigón rodeando inmediatamente la zona de altos esfuerzos en el área de aplastamiento. A_1 constituye el área cargada, pero no debe ser mayor que la placa de apoyo o que el área de la sección transversal de apoyo.

10.17.2- La [sección 10.17](#) no es aplicable a anclajes de postesado.

C10.17.2- Los anclajes de postesado por lo general se refuerzan lateralmente, según se indica en la [sección 18.13](#).

CAPÍTULO 11

CORTE Y TORSIÓN

Este capítulo incluye disposiciones para corte, tanto en elementos de hormigón pretensado como no pretensado. El concepto de corte por fricción ([sección 11.7](#)) se aplica particularmente al diseño de detalles de armadura en estructuras prefabricadas. Se incluyen disposiciones especiales para elementos de gran altura sometidos a flexión ([sección 11.8](#)), ménsulas y cartelas ([sección 11.9](#)), muros de corte ([sección 11.10](#)) y disposiciones de corte para losas y zapatas ([sección 11.12](#)).

11.0- Notación

- a** = luz de corte, distancia entre la carga concentrada y la cara del apoyo, mm
- A_c** = área de la sección de hormigón que resiste la transmisión de corte, mm²
- A_{cp}** = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, mm², véase [sección 11.6.1](#).
- A_f** = área del acero de armadura en una ménsula o cartela que resiste el momento mayorado $[V_u a + N_{uc} (h-d)]$, mm²
- A_g** = área total de la sección, mm²
- A_h** = área de armadura por corte paralela a la armadura de tracción por flexión, mm²
- A_ℓ** = área total de la armadura longitudinal para resistir la torsión, mm²
- A_n** = área de armadura en una ménsula o cartela que resiste la fuerza de tracción **N_{uc}**, mm²
- A_o** = área total encerrada por el camino del flujo de corte, mm²
- A_{oh}** = área encerrada por el eje de la armadura transversal cerrada más externa dispuesta para resistir la torsión, mm²
- A_{ps}** = área de armadura pretensada en la zona de tracción, mm²
- A_s** = área de la armadura no pretensada en tracción, mm²

C11.0- Notación

Las unidades de medida se indican en la Notación para ayudar al usuario y no es la intención excluir el correcto uso de otras unidades para los mismos símbolos.

CÓDIGO

COMENTARIO

- A_t = área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión en una distancia s , mm^2
- A_v = área de armadura por corte en una distancia s , o área de armadura por corte perpendicular a la armadura en tracción por flexión en una distancia s para elementos de gran altura sujetos a flexión, mm^2
- A_{vf} = área de armadura de corte por fricción, mm^2
- A_{vh} = área de armadura por corte paralela a la armadura de tracción por flexión en una distancia s_2 , mm^2
- b = ancho del borde en compresión del elemento, mm
- b_o = perímetro de la sección crítica para losas y zapatas, mm
- b_t = ancho de la parte de la sección transversal que contiene los estribos cerrados que resisten la torsión
- b_w = ancho del alma o diámetro de la sección circular, mm
- b_1 = ancho de la sección crítica definida en 11.12.1.2 medida en la dirección de la luz para el cual han sido determinados los momentos, mm
- b_2 = ancho de la sección crítica definida en 11.12.1.2 medida en dirección perpendicular a b_1 , mm
- c_1 = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, del capitel o de la ménsula medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm
- c_2 = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, del capitel o de la ménsula medida transversalmente a la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm
- d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura longitudinal en tracción, pero que no necesita ser menor de $0.80 h$ para secciones circulares y elementos pretensados, mm .

Los ensayos [11.1](#) han mostrado que el corte promedio sobre la sección efectiva total también puede aplicarse a las secciones circulares. Nótese la definición especial de d para tales secciones.

Aunque el valor de d puede variar a lo largo del vano de una viga pretensada, los estudios [11.2](#) mostraron que para elementos de hormigón pretensado, d no necesita tomarse menor a $0.8h$. Las vigas consideradas tenían algunos cables rectos o barras de armadura en la parte inferior de la sección y tenían estribos que encerraban a esos cables.

- f'_c = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa
- $\sqrt{f'_c}$ = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa
- f_{ct} = resistencia promedio a la tracción por hendimiento del hormigón con agregado liviano, MPa
- f_d = tensión debida a la carga permanente no mayorada en la fibra extrema de una sección en la cual de tracción se produce por cargas aplicadas externamente, MPa
- f_{pc} = tensión de compresión en el hormigón (después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado) en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está localizado dentro del ala, MPa. (En un elemento compuesto, f_{pc} es la tensión de compresión resultante en el centroide de la sección compuesta, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide se encuentra dentro del ala, debido tanto al pretensado como a los momentos resistidos por el elemento prefabricado actuando individualmente.)
- f_{pe} = tensión de compresión en el hormigón debida únicamente a las fuerzas efectivas del pretensado (después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado) en la fibra extrema de una sección en la cual las tensiones de tracción se han producido por la cargas aplicadas externamente, MPa
- f_{pu} = resistencia especificada a la tracción de los cables de pretensado, MPa
- f_y = tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa
- f_{yh} = tensión de fluencia especificada de amarres circulares, cercos o zunchos, MPa
- f_{yv} = tensión de fluencia de la armadura transversal cerrada dispuesta por torsión, MPa
- $f_{y\ell}$ = tensión de fluencia de la armadura longitudinal de torsión, MPa
- h = altura total del elemento, mm

h_v	= altura total de la sección transversal del conector de corte, mm
h_w	= altura total de un muro medido desde la base hasta la parte superior, mm
I	= momento de inercia de la sección que resiste las cargas mayoradas aplicadas externamente, mm^4
ℓ_n	= Luz libre medida cara a cara de los apoyos, mm
ℓ_v	= longitud del brazo del conector de corte desde el centroide de la carga concentrada o reacción, mm
ℓ_w	= longitud horizontal de un muro, mm
M_{cr}	= momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a cargas aplicadas externamente. Véase la sección 11.4.2.1 , Nmm
M_m	= momento modificado, Nmm
M_{max}	= momento mayorado máximo en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, Nmm
M_p	= momento plástico resistente requerido en la sección transversal del conector de corte, Nmm
M_u	= momento mayorado en la sección, Nmm
M_v	= momento resistente con que contribuye el conector de corte, Nmm
N_u	= carga axial mayorada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u ; debe tomarse como positiva para la compresión, negativa para la tracción y debe incluir los efectos de tracción debidos a la retracción y a la fluencia lenta del hormigón, N
N_{uc}	= fuerza de tracción mayorada que actúa simultáneamente con V_u sobre una ménsula o cartela, se debe tomar como positiva para la tracción, N
p_{cp}	= perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, mm. Véase la sección 11.6.1
p_h	= perímetro del eje de la armadura transversal cerrada dispuesta para torsión, mm.
s	= separación de la armadura por torsión o corte medida en dirección paralela a la armadura longitudinal, mm

s_1	= separación de la armadura vertical en un muro, mm
s_2	= separación de la armadura por torsión o corte medida en dirección perpendicular a la armadura longitudinal - o espaciamiento de la armadura horizontal en un muro, mm
t	= espesor de una pared de una sección hueca, mm
T_n	= resistencia nominal a momento torsor, Nmm
T_u	= momento de torsión mayorado en la sección, Nmm
V_c	= resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón, N
V_{ci}	= resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón cuando se produce el agrietamiento diagonal como resultado de la combinación de corte y momento, N
V_{cw}	= resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón cuando se produce el agrietamiento diagonal como resultado de tensiones principales de tracción excesivas en el alma, N
V_d	= esfuerzo de corte en la sección debido a la carga permanente no mayorada, N
V_i	= esfuerzo de corte mayorado en la sección, debido a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con M_{max} , N
V_n	= resistencia nominal al corte, N
V_p	= componente vertical de la fuerza efectiva de pretensado en una sección, N
V_s	= resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte, N
V_u	= esfuerzo de corte mayorado en la sección, N
v_n	= tensión nominal de corte, MPa. Véase la sección 11.12.6.2
y_t	= distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción, sin considerar la armadura, mm
α	= ángulo comprendido entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento
α_f	= ángulo entre la armadura de corte por fricción y el plano de corte
α_s	= constante usada para calcular V_c en losas y zapatas

CÓDIGO

COMENTARIO

- α_v = razón de rigidez entre el brazo del conector de corte y la sección de losa compuesta que lo rodea. Véase la [sección 11.12.4.5](#)
- β_c = razón entre el lado largo y el lado corto del área de la carga concentrada o de la reacción
- β_p = constante usada para calcular V_c en losas pretensadas
- γ_f = fracción del momento no balanceado transmitido por flexión en las conexiones losa-columna. Véase la [sección 13.5.3.2](#)
- γ_v = fracción del momento no balanceado transmitido por excentricidad del corte en las conexiones losa-columna. Véase la [sección 11.12.6.1](#)
- η = $1 - \gamma_f$
- η = número de brazos idénticos del conector de corte
- θ = ángulo de las diagonales de compresión en la analogía del enrejado para torsión
- λ = factor de corrección relacionado con la densidad del hormigón
- μ = coeficiente de fricción. Véase la [sección 11.7.4.3](#)
- ρ = cuantía de armadura no pretensada en tracción
- ρ = A_s/bd
- ρ_h = cuantía de armadura horizontal de corte referida al área total de hormigón de una sección vertical
- ρ_n = cuantía de armadura vertical de corte referida al área total de hormigón de una sección horizontal
- ρ_w = A_s/b_wd
- ϕ = factor de reducción de resistencia. Véase la [sección 9.3](#)

CÓDIGO

11.1- Resistencia al corte

11.1.1- El diseño de secciones transversales sometidas a corte debe estar basado en

$$\phi V_n \geq V_u \quad (11-1)$$

donde V_u es el esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al corte calculada mediante

$$V_n = V_c + V_s \quad (11-2)$$

donde V_c es la resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón, de acuerdo con las [secciones 11.3 u 11.4](#), y V_s es la resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte de acuerdo con la [sección 11.5.6](#).

11.1.1.1- Al determinar la resistencia al corte V_n , debe considerarse el efecto de cualquier abertura en los elementos.

11.1.1.2- Al determinar la resistencia al corte V_c y cuando sea aplicable, deben considerarse los efectos de la tracción axial debida a la fluencia lenta y retracción de los elementos restringidos, y se permite incluir los efectos de la compresión inclinada por flexión en los elementos de altura variable.

11.1.2- Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este capítulo no deben exceder 8.3 MPa excepto en lo permitido según la sección 11.1.2.1.

11.1.2.1- Se permite usar valores de $\sqrt{f'_c}$ mayores que 8.3 MPa al calcular V_c , V_{ci} y V_{cw} para vigas de hormigón armado o pretensado y losas nervadas de hormigón con una armadura mínima del alma igual a $f'_c/35$ veces, pero no más de tres veces, las cantidades requeridas en las [secciones 11.5.5.3, 11.5.5.4 ó 11.6.5.2](#).

COMENTARIO

C11.1- Resistencia al corte

La resistencia al corte se basa en una tensión de corte promedio sobre toda la sección transversal efectiva $b_w d$. En un elemento sin armadura por corte, se supone que el corte lo resiste el alma de hormigón. En un elemento con armadura por corte se supone que una parte del corte la proporciona el hormigón y el resto la armadura por corte.

La resistencia al corte proporcionada por el hormigón V_c se supone que es la misma para vigas con y sin armadura por corte, y se toma como el corte que provoca un agrietamiento inclinado significativo. Estas suposiciones se analizan en las [referencias 11.1, 11.2 y 11.3](#).

C11.1.1.1- Las aberturas en el alma de un elemento pueden reducir su resistencia al corte. Los efectos de las aberturas se examinan en la sección 4.7 de la [Referencia 11.1](#) y en las [Referencias 11.4 y 11.5](#).

C11.1.1.2- En un elemento de altura variable, el corte interno en cualquier sección aumenta o disminuye por la componente vertical de los esfuerzos inclinados de flexión. En diversos libros de texto y en el informe del Comité Conjunto de 1940 [11.6](#) se describen los métodos de cálculo.

C11.1.2- Un número limitado de ensayos [11.7, 11.8](#) en vigas de hormigón de alta resistencia (f'_c mayor que aproximadamente 55 MPa) sugieren que la carga que causa agrietamiento inclinado se incrementa menos rápidamente de lo que podrían sugerir las [ecuaciones \(11-3\) u \(11-5\)](#). Esto fue compensado por una mayor efectividad de los estribos comparada con la resistencia que predicen las [ecuaciones \(11-15\), \(11-16\) y \(11-17\)](#). Otros ensayos no publicados de vigas de hormigón de alta resistencia con armadura mínima en el alma, indicaron que esta cantidad de refuerzo del alma era inadecuada para evitar fallas frágiles por corte cuando se producen agrietamientos inclinados. No hay datos de ensayos sobre la resistencia al corte en dos direcciones ni a la torsión de losas con hormigón de

11.1.3- Se permite calcular el esfuerzo de corte mayorado máximo V_u en los apoyos de acuerdo con las secciones 11.1.3.1 o la 11.1.3.2 cuando se cumplan todas las condiciones siguientes:

- (a) la reacción en el apoyo en dirección del corte aplicado introduce compresión en las zonas extremas del elemento,
- (b) las cargas son aplicadas en o cerca de la cara superior del elemento,
- (c) no se produce ninguna carga concentrada entre el borde del apoyo y la ubicación de la sección crítica definida en 11.1.3.1 u 11.1.3.2.

11.1.3.1- Para elementos no pretensados, se permite diseñar las secciones localizadas a una distancia menor que d desde la cara del apoyo para el mismo corte V_u que el calculado a una distancia d .

alta resistencia. En tanto no se obtenga mayor experiencia práctica con vigas y losas construidas con hormigones de resistencia mayores a 69 MPa, el comité consideró prudente limitar $\sqrt{f'_c}$ a 8.3 MPa en los cálculos de resistencias al corte y longitud de desarrollo. Este límite no se impone a vigas con suficientes estribos que permitan una capacidad posterior al agrietamiento.

C11.1.3.1. El agrietamiento inclinado más cercano al apoyo de la viga, en la fig. C11.1.3.1(a), se extiende hacia arriba desde la cara del apoyo y alcanza la zona de compresión a una distancia de aproximadamente d desde la cara del apoyo. Si se aplican cargas arriba de esta viga, los estribos a través de esta grieta son solicitados por cargas que actúan en el cuerpo libre de la parte inferior en la fig. 11.1.3.1(a). Las cargas aplicadas a la viga entre la cara de la columna y el punto a una distancia d desde la cara se transfieren directamente al apoyo por compresión en el alma encima de la grieta. Consecuentemente, la norma permite el diseño para un esfuerzo máximo de corte mayorado V_u a una distancia d del apoyo para elementos no pretensados, y a una distancia $h/2$ para elementos pretensados. Deben enfatizarse dos cosas: primero, se requieren estribos a través de la grieta potencial diseñados para el corte a una distancia d desde el apoyo, y segundo, existe una fuerza de tracción en la armadura longitudinal en la cara del apoyo.

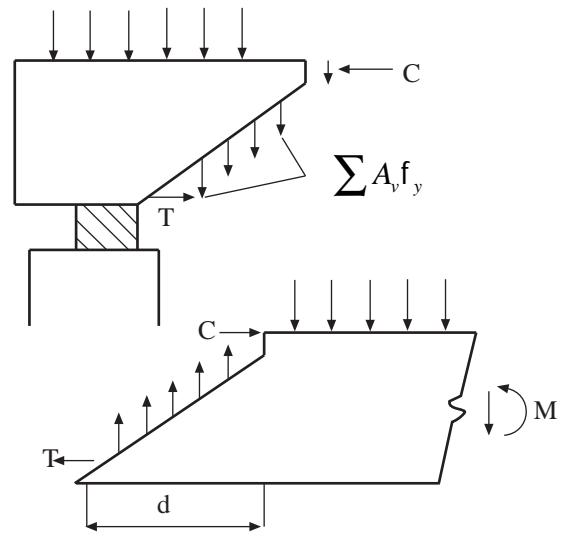


Fig. C11.1.3.1(a) Diagrama de cuerpo libre en el extremo de la viga.

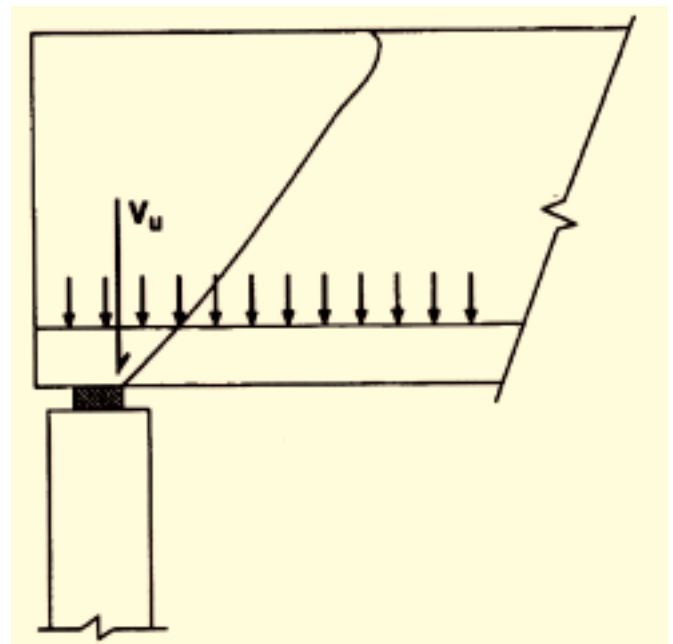


Fig. C11.1.3.1(b) Ubicación de la sección crítica por corte en un elemento cargado cerca del fondo.

En la [fig. C11.1.3.1\(b\)](#), se muestran las cargas actuando cerca del fondo de la viga. En este caso, la sección crítica se toma en la cara del apoyo. Las cargas que actúan cerca del apoyo debieran transferirse a través de una grieta inclinada que suba desde la cara del apoyo. La fuerza de corte que actúa en la sección crítica debiera incluir todas las cargas aplicadas bajo de la grieta inclinada potencial.

Las condiciones típicas de apoyo donde se puede utilizar el esfuerzo de corte a una distancia d del apoyo, incluyen: (1) Elementos apoyados sobre soportes en la base del elemento, tales como los que se muestran en la [fig. 11.1.3.1 \(c\)](#) y (2) Elementos enmarcados monolíticamente con otro elemento, como se muestra en la [fig. 11.1.3.1 \(d\)](#).

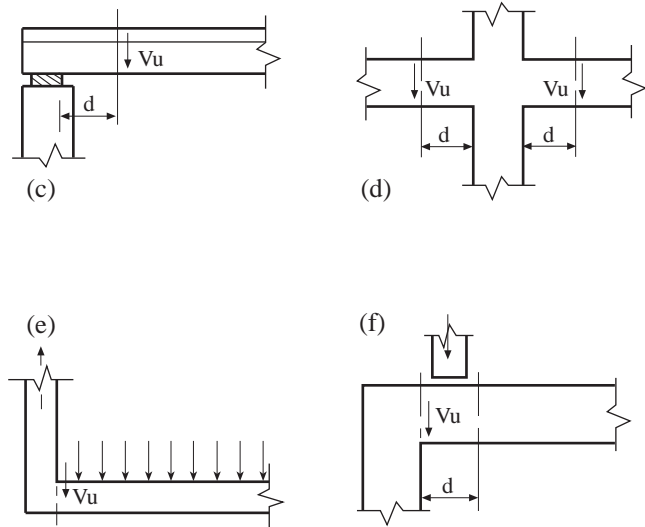


Fig. C11.1.3.1 (c,d,e,f) Condiciones típicas del apoyo para localizar el esfuerzo de corte mayorado V_u .

Las condiciones de apoyo en las cuales no se debe aplicar esta disposición incluyen: (1) Elementos enmarcados por un elemento de apoyo en tracción, tales como los que se ilustran en la [fig. 11.1.3.1 \(e\)](#). La sección crítica para el corte debe tomarse en este caso en la cara del apoyo, también debe investigarse el corte dentro del nudo y proporcionarse armadura especial en las esquinas. (2) Elementos en los cuales las cargas no están aplicadas en o cerca de la cara superior del elemento. Esta es la condición a la que hace

11.1.3.2- Para elementos de hormigón pretensado, se permite diseñar las secciones localizadas a una distancia menor que $h/2$ desde la cara del apoyo para el mismo corte V_u que el calculado para una distancia $h/2$.

11.1.4- Para elementos de gran altura, losas y zapatas, muros, ménsulas y cartelas, deben aplicarse las disposiciones especiales de las [secciones 11.8](#) a la 11.12.

11.2- Hormigón liviano

11.2.1- Las disposiciones para la resistencia al corte y torsión se aplican al hormigón de densidad normal. Cuando se emplea hormigón con agregado liviano, debe aplicarse alguna de las siguientes modificaciones para $\sqrt{f'_c}$ en el capítulo 11, excepto las [secciones 11.5.4.3, 11.5.6.9, 11.6.3.1, 11.12.3.2 y 11.12.4.8](#).

11.2.1.1- Cuando se ha especificado el valor de f_{ct} y el hormigón se ha dosificado de acuerdo con la sección 5.2, debe reemplazarse $\sqrt{f'_c}$ por $1.8f_{ct}$, pero el valor de $1.8f_{ct}$ no debe exceder $\sqrt{f'_c}$.

referencia la [Figura C11.1.3.1\(b\)](#). Para tales casos, la sección crítica se toma en la cara del apoyo. Las cargas que actúan cerca del apoyo debieran transferirse a través de una grieta inclinada que suba desde la cara del apoyo. La fuerza de corte que actúa en la sección crítica debiera incluir todas las cargas aplicadas bajo de la grieta inclinada potencial. (3) Elementos cargados de tal manera que el corte en las secciones entre el apoyo y una distancia d difiere radicalmente del corte a una distancia d . Esto se presenta comúnmente en ménsulas y en vigas en las cuales se localiza una carga concentrada cerca del apoyo tal como se muestra en la [fig. 11.1.3.1 \(f\)](#) o en zapatas apoyadas sobre pilotes. En este caso debe utilizarse el corte en la cara del apoyo.

C11.1.3.2- Puesto que d varía frecuentemente en los elementos pretensados, la localización de la sección crítica se ha tomado arbitrariamente como $h/2$ desde la cara del apoyo.

C11.2- Hormigón liviano

Se dan dos procedimientos alternativos para modificar las disposiciones para el corte y la torsión cuando se emplee hormigón con agregado liviano. La modificación para hormigón liviano se aplica únicamente a los términos que contienen $\sqrt{f'_c}$ en las ecuaciones del capítulo 11.

C11.2.1.1- La primera alternativa está basada en ensayos de laboratorio para determinar la relación entre la resistencia a la tracción por hendimiento f_{ct} y la resistencia a la compresión f'_c para el hormigón liviano que se esté utilizando. Para hormigón de peso normal, la resistencia a la tracción por hendimiento f_{ct} es aproximadamente igual $\sqrt{f'_c} / 1.8$ ^{11.10, 11.11}.

CÓDIGO

COMENTARIO

11.2.1.2- Cuando el valor f_{ct} no esté especificado, todos los valores de $\sqrt{f'_c}$ deben multiplicarse por 0.75 para hormigón liviano en todos sus componentes, y por 0.85 para hormigón liviano con arena de peso normal. Se permite usar una interpolación lineal cuando la arena se sustituya parcialmente.

C11.2.1.2- La modificación también puede estar basada en la suposición de que la resistencia a la tracción del hormigón liviano es una fracción fija de la resistencia a la tracción del hormigón de peso normal^{11.11}. Los factores están basados en datos de ensayos sobre muchos tipos de hormigón estructural de agregado liviano.

11.3- Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en elementos no pretensados

C11.3- Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en elementos no pretensados

11.3.1- La resistencia al corte V_c debe calcularse según las disposiciones de las secciones 11.3.1.1 a 11.3.1.3, a menos que se haga un cálculo más detallado de acuerdo con la [sección 11.3.2](#).

11.3.1.1- Para elementos sometidos únicamente a corte y flexión:

C11.3.1.1- véase C11.3.2.1.

$$V_c = \left(\sqrt{f'_c} / 6 \right) b_w d \quad (11-3)$$

11.3.1.2- Para elementos sometidos a compresión axial:

C11.3.1.2 y C11.3.1.3- véase C11.3.2.2

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \left(\sqrt{f'_c} / 6 \right) b_w d \quad (11-4)$$

La cantidad N_u/A_g debe expresarse en MPa.

11.3.1.3- Para elementos sujetos a tracción axial significativa, la armadura por corte debe diseñarse para que resista el corte total, a menos que se haga un análisis más detallado usando la sección 11.3.2.3.

11.3.2- Se permite calcular la resistencia al corte V_c mediante el método más detallado de las secciones 11.3.2.1. a 11.3.2.3.

CÓDIGO

11.3.2.1- Para elementos sometidos únicamente a corte y flexión:

$$V_c = \left[\left(\sqrt{f'_c} + 120 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \div 7 \right] b_w d \quad (11-5)$$

pero no mayor que $0.3 \sqrt{f'_c} b_w d$. La cantidad $V_u d / M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0 al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), donde M_u es el momento mayorado que ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

11.3.2.2- Para elementos sometidos a compresión axial, se permite utilizar la ecuación (11-5) para calcular V_c con M_m sustituyendo a M_u y $V_u d / M_u$ no limitada a 1.0, donde

$$M_m = M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8} \quad (11-6)$$

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que

$$V_c = 0.3 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0.3 N_u}{A_g}} \quad (11-7)$$

La cantidad N_u / A_g debe expresarse en MPa. Cuando M_m calculado, por medio de la ecuación (11-6) es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación (11-7).

COMENTARIO

C11.3.2.1- La ecuación (11-5) es la expresión básica para la resistencia al corte de elementos sin armadura por corte^{11.3}. Los diseñadores deben tener en cuenta que las tres variables de la ecuación (11-5), $\sqrt{f'_c}$ (como medida de la resistencia a la tracción del hormigón), ρ_w , y $V_u d / M_u$ afectan la resistencia al corte, aunque algunas investigaciones^{11.1, 11.12} indican que la ecuación (11-5) sobrestima la influencia de f'_c y subestima la influencia de ρ_w y $V_u d / M_u$. Información adicional^{11.13} indica que la resistencia al corte disminuye a medida que aumenta la altura total del elemento.

El valor mínimo de M_u igual a $V_u d$ en la ecuación (11-5) sirve para limitar V_c cerca de los puntos de inflexión.

Para la mayoría de los diseños es conveniente suponer que el segundo término de la ecuación (11-5) es igual a $0.02 \sqrt{f'_c}$ y utilizar $V_c = (\sqrt{f'_c} / 6) b_w d$ conforme lo permite la [sección 11.3.1.1](#).

C11.3.2.2- Las ecuaciones (11-6) y (11-7) para elementos sujetos a compresión axial además de corte y flexión, se han derivado del informe del Comité ACI ASCE 326.^{11.3} A medida que N_u aumenta, el valor de V_c calculado por medio de las ecuaciones (11-5) y (11-6), excederá el límite superior obtenido por la ecuación (11-7) antes de que el valor M_m dado por la ecuación (11-6) llegue a ser negativo. El valor de V_c obtenido con la ecuación (11-5) no tiene ningún significado físico si se utiliza un valor negativo de M_m . Para esta condición deben utilizarse las ecuaciones (11-7) u (11-4) para calcular V_c . Los valores de V_c para elementos sujetos a corte y a carga axial se ilustran en la [Fig. C11.3.2.2](#). En la [Referencia 11.2](#) se discuten los antecedentes para estas ecuaciones y se hacen comparaciones con los datos de ensayos.

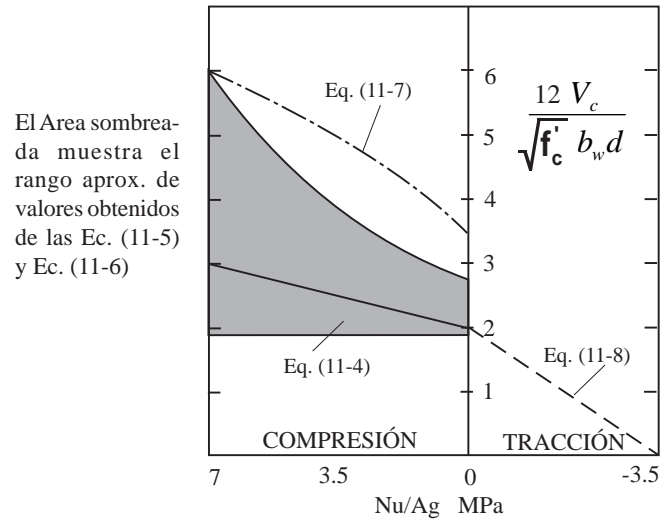


Fig. C11.3.2.2 Comparación de las ecuaciones para la resistencia al corte para elementos sujetos a carga axial.

Debido a la complejidad de las [ecuaciones \(11-5\)](#) y [\(11-6\)](#) se permite una disposición alternativa de diseño, la [ecuación \(11-4\)](#).

11.3.2.3- Para elementos sometidos a tracción axial significativa:

$$V_c = \left[1 + \frac{0.3N_u}{A_g} \right] \left(\sqrt{f'_c} / 6 \right) b_w d \quad (11-8)$$

pero no menor que cero, donde N_u es negativa para la tracción. La cantidad N_u/A_g debe expresarse en MPa.

C11.3.2.3- La ecuación (11-8) puede ser usada para calcular V_c en elementos sujetos a una tracción axial significativa. La armadura de corte puede entonces ser diseñada para $V_n - V_c$. El término “significativa” se utiliza para reconocer que el diseñador debe usar su juicio para decidir cuando la tracción axial necesita ser considerada. A menudo se producen bajos niveles de tracción axial debidos a cambios de volumen, pero no son significativos en estructuras con juntas de expansión adecuadas y armaduras mínimas. Puede ser deseable diseñar la armadura de corte para que tome el corte total si existe incertidumbre sobre la magnitud de la tracción axial.

11.3.3 – Para elementos circulares, el área usada para calcular V_c debe tomarse como el producto del diámetro y la altura efectiva de la sección de hormigón. Debe permitirse tomar la altura efectiva como 0.8 veces el diámetro de la sección de hormigón.

C11.3.3- Los ensayos al corte de elementos con sección circular indican que el área efectiva puede tomarse como el área bruta de la sección o como un área rectangular equivalente. [11.1](#), [11.14](#), [11.15](#)

CÓDIGO

11.4- Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en elementos pretensados

11.4.1- Para elementos que tengan una fuerza efectiva de pretensado no menor al 40% de la resistencia a la tracción de la armadura de flexión, a menos que se efectúe un cálculo más detallado de acuerdo con la [sección 11.4.2](#),

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{20} + 5 \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (11-9)$$

pero no es necesario considerar a V_c menor que $(\sqrt{f'_c}/6)b_w d$ ni debe tomarse a V_c mayor que $0.4\sqrt{f'_c} b_w d$ ni que el valor dado en la [sección 11.4.3](#) u [11.4.4](#). La cantidad $V_u d/M_u$ no se debe tomar mayor que 1.0, donde M_u es el momento mayorado que ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada. Cuando se aplica la ecuación (11-9), d en el término $V_u d/M_u$ debe ser la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero de pretensado.

COMENTARIO

C11.4- Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en elementos pretensados

C11.4.1- La ecuación (11-9) ofrece un método simplificado para calcular V_c en vigas de hormigón pretensado^{11.2}. Puede aplicarse a vigas que tengan armadura pretensada únicamente o a elementos armados con una combinación de armadura pretensada y barras con resaltes no pretensadas. La ecuación (11-9) es más aplicable a elementos sujetos a carga uniforme y puede dar resultados conservadores cuando se aplica a vigas compuestas para puentes.

Al aplicar la ecuación (11-9) a elementos simplemente apoyados sujetos a cargas uniformes, $V_u d/M_u$ se puede expresar como

$$\frac{V_u d}{M_u} = \frac{d(\ell - 2x)}{x(\ell - x)}$$

donde ℓ es la longitud del vano y x es la distancia al apoyo desde la sección que se investiga. Para hormigón con f'_c igual a 35 MPa, V_c de la sección 11.4.1 varía tal como se muestra en la Fig. C11.4.1. Las ayudas de diseño basadas en esta ecuación se dan en la [Referencia 11.16](#)

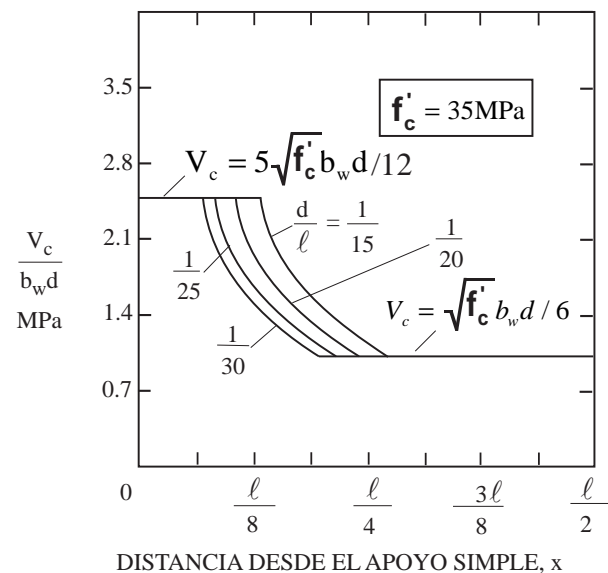


Fig. C11.4.1. Aplicación de la ecuación (11-9) a elementos pretensados cargados uniformemente.

CÓDIGO

11.4.2- La resistencia al corte V_c puede calcularse de acuerdo con las secciones 11.4.2.1 y 11.4.2.2, para lo cual V_c debe ser el menor de V_{ci} ó V_{cw} .

11.4.2.1- La resistencia al corte V_{ci} se debe calcular por medio de:

$$V_{ci} = \left(\sqrt{f'_c} / 20 \right) b_w d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}} \quad (11-10)$$

pero no es necesario tomar a V_{ci} menor que $\left(\sqrt{f'_c} / 7 \right)$ en donde:

$$M_{cr} = (I/y_t) \left[\left(\sqrt{f'_c} / 2 \right) + f_{pe} - f_d \right] \quad (11-11)$$

y los valores de M_{max} y V_i se deben calcular con la combinación de carga que causa el momento máximo en la sección.

11.4.2.2- La resistencia al corte V_{cw} se debe calcular por medio de

$$V_{cw} = 0.3 \left(\sqrt{f'_c} + f_{pc} \right) b_w d + V_p \quad (11-12)$$

Alternativamente, V_{cw} puede considerarse como la fuerza de corte que corresponde a la carga permanente más la sobrecarga que produce una tensión principal de tracción de $\left(\sqrt{f'_c} / 3 \right)$ en el eje centroidal del elemento o en la intersección del ala con el alma cuando el eje centroidal está en el ala. En elementos compuestos, la tensión principal de tracción se debe calcular utilizando la sección transversal que resiste la sobrecarga.

11.4.2.3- En las ecuaciones (11-10) y (11-12), d es la distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de pretensado ó $0.8h$, la que sea mayor.

COMENTARIO

C11.4.2- Se presentan dos tipos de agrietamiento inclinado en vigas de hormigón: agrietamiento por corte en el alma y agrietamiento de corte por flexión. Estos dos tipos de agrietamiento inclinado se ilustran en la Fig. C11.4.2.

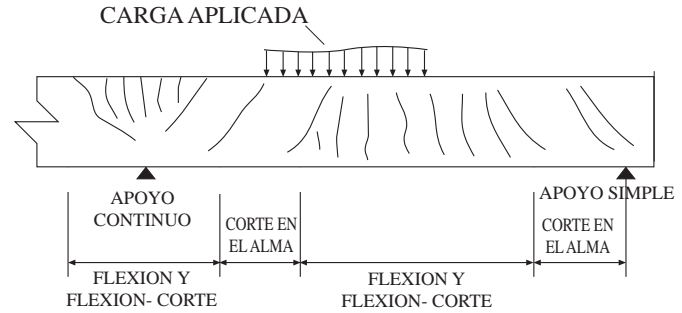


Fig. C11.4.2. Tipos de agrietamiento en vigas de hormigón.

El agrietamiento por corte en el alma empieza desde un punto interior del elemento cuando los esfuerzos principales de tracción exceden la resistencia a tracción del hormigón. El agrietamiento de corte por flexión se inicia con un agrietamiento por flexión. Cuando se produce el agrietamiento por flexión, se incrementan los esfuerzos por corte en el hormigón arriba de la grieta. La grieta de corte por flexión se desarrolla cuando el esfuerzo combinado por corte y por tracción excede la resistencia a la tracción del hormigón.

Las ecuaciones (11-10) y (11-12) pueden usarse para determinar los esfuerzos de corte que causan agrietamiento de corte por flexión y de corte en el alma, respectivamente. La resistencia al corte proporcionada por el hormigón, V_c , se supone igual al menor de los valores V_{ci} y V_{cw} . La forma en que se derivan las ecuaciones (11-10) y (11-12) se resume en la Referencia 11.17.

Al derivar la ecuación (11-10) se supuso que V_{ci} es la suma del corte requerido para causar una grieta por flexión en el punto en cuestión, y que está dado por :

$$V = \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}}$$

más un incremento adicional de corte requerido para cambiar la grieta por flexión a una grieta de corte por flexión. Las cargas mayoradas aplicadas externamente, a partir de las cuales se determinan V_i y M_{\max} incluyen la carga permanente sobreimpuesta, la presión de tierra, sobrecarga, etc. Al calcular M_{cr} para sustituirlo en la ecuación (11-10), I y y_t son las propiedades de la sección que resiste las cargas aplicadas externamente.

Para un elemento compuesto, donde parte de la carga permanente es resistida por sólo una parte de la sección, deben utilizarse las propiedades adecuadas de la sección para calcular f_d . El corte debido a cargas permanentes, V_d , y el debido a otras cargas, V_i , están separados en este caso. V_d es entonces el esfuerzo de corte total debido a la carga permanente no mayorada, que actúa sobre la parte de la sección que soporta las cargas permanentes que actúan antes de la acción compuesta, más la carga permanente no mayorada sobreimpuesta que actúa sobre el elemento compuesto. Los términos V_i y M_{\max} pueden tomarse como:

$$\begin{aligned} V_i &= V_u - V_d \\ M_{\max} &= M_u - M_d \end{aligned}$$

en donde V_u y M_u son el corte mayorado y el momento mayorado debido a las cargas totales mayoradas, y M_d es el momento debido a la carga permanente no mayorada (es decir, el momento correspondiente a f_d .)

Para vigas no compuestas, uniformemente cargadas, la sección transversal total resiste todo el corte y los diagramas de esfuerzo de corte de la sobrecarga y la carga permanente son similares. En este caso, la ecuación (11-10) se reduce a:

$$V_{ci} = \left(\sqrt{f'_c} / 20 \right) b_w d + \frac{V_u M_{ct}}{M_u}$$

donde

$$M_{ct} = (I/y_t) \left[\left(\sqrt{f'_c} / 2 \right) + f_{pe} \right]$$

11.4.3- En un elemento pretensado en el cual la sección a una distancia $h/2$ a partir de la cara del apoyo esté más cercana del extremo del elemento que la longitud de transferencia de los cables de pretensado, debe tenerse en cuenta la reducción del pretensado cuando se calcule V_{cw} . Este valor de V_{cw} también debe considerarse como el límite máximo para la ecuación (11-9). Debe suponerse que la fuerza de pretensado varía linealmente desde cero en el extremo del cable hasta un máximo a una distancia del extremo del cable igual a la longitud de transferencia, que se supone de 50 diámetros en torones y de 100 diámetros en alambres individuales.

El término M_{ct} en las dos ecuaciones precedentes representa el momento total, incluyendo la carga permanente, requerido para causar agrietamiento en la fibra extrema en tracción. Este no es igual al M_{cr} de la ecuación (11-10) del código, en donde el momento de agrietamiento se debe a todas las cargas, excepto la carga permanente. En la ecuación (11-10) el corte por carga permanente se agrega como un término separado.

M_u es el momento mayorado sobre las vigas en la sección que se está considerando, y V_u es el esfuerzo de corte mayorado que ocurre simultáneamente con M_u . Puesto que las mismas propiedades de la sección se aplican tanto a los esfuerzos por la carga permanente como por la sobrecarga, no hay necesidad de calcular las tensiones y cortes de la carga permanente por separado, y el momento de agrietamiento, M_{ct} , refleja el cambio total de tensiones desde el pretensado efectivo hasta una tracción de $\sqrt{f'_c}/2$, la cual se supone que ocasiona agrietamiento por flexión.

La ecuación (11-12) se basa en la suposición de que el agrietamiento por corte en el alma ocurre debido al corte que provoca un esfuerzo principal de tracción de aproximadamente $\sqrt{f'_c}/3$ en el eje centroidal de la sección transversal. V_p se calcula a partir de la fuerza efectiva de pretensado sin mayorar.

C11.4.3 y C11.4.4- Debe tomarse en cuenta el efecto sobre la resistencia al corte que produce el menor nivel de pretensado cerca de los extremos de vigas pretensadas. La sección 11.4.3 se refiere a la resistencia al corte en secciones dentro de la longitud de transferencia de tendones, cuando la adherencia de los tendones se extiende hasta el extremo del elemento.

La sección 11.4.4 se refiere a la resistencia al corte en secciones dentro de la longitud sobre la que algunos tendones no están adheridos al hormigón, o dentro de la longitud de transferencia de dichos tendones, para los que la adherencia no se extiende hasta el extremo de la viga.

11.4.4- En un elemento pretensado donde la adherencia de algunos cables no se extienda hasta el extremo del elemento, debe considerarse una reducción del pretensado al calcular V_c de acuerdo con las [secciones 11.4.1 u 11.4.2](#). El valor de V_{cw} calculado usando el pretensado reducido también debe tomarse como el límite máximo para la [ecuación \(11-9\)](#). La fuerza de pretensado debida a los cables en los que la adherencia no se extienda hasta el extremo del elemento, puede suponerse que varía linealmente desde cero en el punto en que comienza la adherencia, hasta un máximo a una distancia desde este punto igual a la longitud de transferencia, suponiéndola de 50 diámetros en torones y de 100 diámetros en alambres individuales.

11.5- Resistencia al corte proporcionada por la armadura de corte

C11.5- Resistencia al corte proporcionada por la armadura de corte

11.5.1- Tipos de armadura de corte

11.5.1.1- Se permite armadura por corte consistente en:

- (a) Estribos perpendiculares al eje del elemento
- (b) Malla electrosoldada con alambres colocados perpendicularmente al eje del elemento.
- (c) Zunchos, amarras circulares y cercos.

11.5.1.2- Para elementos no pretensados, se permite que la armadura por corte también consista en:

- (a) Estribos que formen un ángulo de 45° o más con la armadura longitudinal por tracción.
- (b) Armadura longitudinal con una parte doblada que forme un ángulo de 30° o más con la armadura longitudinal por tracción.
- (c) Combinaciones de estribos y armadura longitudinal doblada.

CÓDIGO

11.5.2- La tensión de fluencia de diseño de la armadura por corte no debe exceder de 420 MPa, excepto que la tensión de fluencia de diseño de la malla electrosoldada de alambre con resaltes no debe exceder de 560 MPa.

11.5.3- Los estribos y otras barras o alambres usados como armadura de corte deben abarcar una distancia d desde la fibra extrema en compresión y anclarse en ambos extremos de acuerdo con lo indicado en la [sección 12.13](#) para desarrollar la tensión de fluencia de diseño de la armadura.

11.5.4- Límites para el espaciamiento de la armadura de corte

11.5.4.1- El espaciamiento de la armadura de corte colocada perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de $d/2$ en elementos de hormigón no pretensado, de $(3/4)h$ en elementos pretensados, ni de 600 mm.

11.5.4.2- Los estribos inclinados y la armadura longitudinal doblada deben estar espaciados de manera tal que cada línea a 45° , que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento $d/2$ hasta la armadura longitudinal de tracción, debe estar cruzada por lo menos por una línea de armadura de corte.

COMENTARIO

C11.5.2- Limitar la tensión de fluencia de diseño de la armadura por corte a 420 MPa proporciona un control sobre el ancho de la grieta diagonal. En la edición 1995, la limitación de una tensión de fluencia de diseño para la armadura de corte de 420 MPa fue elevada a 560 MPa para malla electrosoldada de alambre estriado. Investigaciones^{11.18, 11.19, 11.20} indican que el comportamiento de aceros de mayor resistencia como armadura de corte ha sido satisfactorio. En particular, los ensayos de vigas a escala real descritos en la referencia 11.19 indican que los anchos de las grietas inclinadas de corte, a nivel de cargas de servicio, fueron menores para vigas armadas con malla electrosoldada de alambre con resaltes de menor diámetro, diseñadas sobre la base de una tensión de fluencia de 525 MPa, que vigas armadas con estribos con resaltes con una tensión de fluencia de 420 MPa.

C11.5.3- Es esencial que la armadura por corte (y torsión) se ancle de manera adecuada en ambos extremos, a fin de que sea completamente efectiva en cualquiera de los lados de una grieta potencial inclinada. Esto, por lo general, requiere un gancho o doblez en el extremo de la armadura tal como lo dispone la [sección 12.13](#).

11.5.4.3- Cuando V_s sobrepase a $(\sqrt{f'_c}/3)b_w d$ las separaciones máximas dadas en las [secciones 11.5.4.1 y 11.5.4.2](#) se deben reducir a la mitad.

11.5.5- Armadura mínima de corte

11.5.5.1- Debe colocarse un área mínima de armadura por corte en todo elemento de hormigón armado sujeto a flexión (pretensado y no pretensado) cuando el esfuerzo de corte mayorado V_u exceda la mitad de la resistencia al corte proporcionada por el hormigón, ϕV_c , excepto en:

- (a) Losas y zapatas.
- (b) Losas nervadas de hormigón definidas en la [sección 8.11](#).
- (c) Vigas cuya altura total no exceda de 250 mm, 2.5 veces el espesor del ala, ó 0.5 del ancho del alma, el que sea mayor.

C11.5.5- Armadura mínima de corte

C11.5.5.1- La armadura por corte restringe el crecimiento del agrietamiento inclinado y, por consiguiente, aumenta la ductilidad y advierte el peligro de falla. De lo contrario, en un alma sin armadura, la súbita formación del agrietamiento inclinado podría conducir directamente a una falla repentina. Esta armadura resulta de gran valor si un elemento es sometido a una fuerza de tracción imprevista, o a una sobrecarga. Por lo tanto, se requiere un área mínima de armadura por corte no menor que la especificada por las [ecuaciones \(11-13\) ó \(11-14\)](#), siempre que el esfuerzo de corte mayorado, V_u , sea mayor que 1/2 de la resistencia al corte proporcionada por el hormigón ϕV_c . Se excluyen las losas, las zapatas y las nervaduras, de este requisito mínimo, pues cabe la posibilidad que la carga sea repartida entre zonas fuertes y débiles.

Aun cuando el esfuerzo de corte mayorado total, V_u , sea de menos de la mitad de la resistencia al corte proporcionada por el hormigón, ϕV_c , es recomendable el empleo alguna armadura en toda alma delgada de elementos postesados (nervaduras, losas reticulares, vigas y vigas T) como refuerzo contra fuerzas de tracción en el alma, resultantes de desviaciones locales en el perfil de diseño del tendón y para proporcionar medios para apoyar los tendones durante la construcción. Cuando no se proporciona apoyo suficiente, pueden resultar, durante el hormigonado, desviaciones locales respecto al perfil uniforme parabólico del tendón supuesto en el diseño. En dichos casos, las desviaciones de los tendones tienden a enderezarse cuando estos son tesados. Este proceso puede imponer grandes esfuerzos de tracción en el alma y puede desarrollarse un agrietamiento severo cuando

11.5.5.2- Se permite que los requisitos mínimos de armadura por corte de la [sección 11.5.5.1](#) sean ignorados si se demuestra por medio de ensayos que la resistencia nominal por flexión y corte requerida puede desarrollarse cuando se suprime la armadura por corte. Dichos ensayos deben simular efectos de asentamiento diferencial, fluencia lenta, retracción y cambios de temperatura, basados en una evaluación realista de la ocurrencia de dichos efectos en condiciones de servicio.

no se proporciona armadura en el alma. La curvatura no intencional de los tendones y los esfuerzos de tracción resultantes en el alma, pueden minimizarse amarrando de manera firme los tendones a los estribos que están rígidamente sujetos en su sitio por otros elementos de la armadura conservando su sitio en el moldaje. El espaciamiento máximo de los estribos utilizados para este fin no debe exceder de $1 \frac{1}{2}h$ ó 1.2 m (lo que sea menor). Cuando sea adecuado, las disposiciones para la armadura por corte de las [secciones 11.5.4](#) y [11.5.5](#) requerirán espaciamientos más cortos de los estribos.

Para cargas repetitivas en elementos sujetos a flexión, debe tomarse en cuenta en el diseño la posibilidad de que se formen grietas inclinadas debidas a la tracción diagonal, bajo esfuerzos mucho menores que bajo cargas estáticas. En estos casos, sería prudente utilizar por lo menos la armadura mínima por corte dada por las [ecuaciones \(11-13\)](#) u [\(11-14\)](#), aun en el caso de que los ensayos y cálculos basados en cargas estáticas muestren que no se requiere armadura por corte.

C11.5.5.2- Cuando se ensaya un elemento para demostrar que sus resistencias al corte y flexión son adecuadas, se conocen las verdaderas dimensiones del elemento y las resistencias de los materiales. La resistencia empleada como base de comparación debe, por lo tanto, ser la correspondiente a un factor unitario de reducción de resistencia ($\phi = 1.0$), es decir, la resistencia nominal requerida V_n y M_n . Esto asegura que si las resistencias reales de los materiales son menores que las especificadas, o que si las dimensiones del elemento están equivocadas, de manera que provoquen una reducción de resistencia, se tendrá un margen satisfactorio de seguridad.

11.5.5.3- Cuando se requiera armadura por corte, de acuerdo con la [sección 11.5.5.1](#), ó por análisis y cuando la [sección 11.6.1](#) permita que la torsión sea despreciada, el área mínima de armadura por corte para elementos pretensados (excepto en lo previsto por la [sección 11.5.5.4](#)) y no pretensados se debe calcular mediante:

$$A_v = \frac{b_w s}{3f_y} \quad (11-13)$$

donde b_w y s están en milímetros.

11.5.5.4- Para elementos pretensados que tengan una fuerza de pretensado efectiva no menor al 40% de la resistencia a la tracción de la armadura por flexión, el área de armadura por corte no debe ser menor que el menor valor de A_v dado por las ecuaciones (11-13) y (11-14).

$$A_v = \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_y d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (11-14)$$

11.5.6- Diseño de la armadura de corte

11.5.6.1- Cuando el esfuerzo de corte mayorado V_u exceda la resistencia al corte ϕV_c , la armadura por corte debe proporcionarse de acuerdo con las [ecuaciones \(11-1\)](#) y [\(11-2\)](#), donde la resistencia al corte V_s debe calcularse de acuerdo con las secciones 11.5.6.2 a 11.5.6.9.

11.5.6.2- Cuando se utilice armadura por corte perpendicular al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (11-15)$$

donde A_v es el área de armadura por corte dentro de una distancia s .

C11.5.5.4- Los ensayos de vigas pretensadas con una armadura mínima en el alma basada en las ecuaciones (11-13) y (11-14) han indicado que el área A_v más pequeña de cualquiera de estas dos ecuaciones es suficiente para desarrollar un comportamiento dúctil.

La ecuación (11-14) puede usarse solamente para elementos pretensados que cumplan con los requisitos mínimos de fuerza de pretensado dados en la [sección 11.5.5.4](#). Esta ecuación se discute en la [Referencia 11.21](#).

C11.5.6- Diseño de la armadura de corte

El diseño de la armadura por corte está basado en una modificación de la analogía del enrejado. Esta analogía supone que todo el corte lo resiste la armadura por corte. Sin embargo, una profunda investigación sobre elementos pretensados y no pretensados ha indicado que la armadura por corte necesita diseñarse para resistir únicamente el corte que excede al que provoca el agrietamiento inclinado, dado que los miembros diagonales del enrejado se asume están inclinados en 45° .

Las [ecuaciones \(11-15\)](#), [\(11-16\)](#) y [\(11-17\)](#) se presentan en términos de resistencia al corte V_s , proporcionada por la armadura por corte. Cuando se utiliza armadura por corte perpendicular al eje

CÓDIGO

COMENTARIO

de un elemento, el área de armadura por corte requerida A_v y su espaciamiento s se calculan por medio de :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_y d}$$

Las investigaciones [11.22](#), [11.23](#) han mostrado que el comportamiento al corte de vigas anchas con una armadura por flexión importante se mejora si se reduce el espaciamiento transversal de las ramas del estribo a través de la sección.

11.5.6.3 - Cuando se usen amarras circulares, cercos o zunchos como armadura al corte, V_s debe calcularse usando la ec. (11 - 15), donde d debe tomarse como la altura efectiva definida en la [sección 11.3.3](#). A_v debe tomarse dos veces el área de la barra en una amarra circular, cerco o zuncho con un espaciamiento s , y f_{yh} es la tensión de fluencia especificada de la amarra circular, cerco o zuncho.

C11.5 6.3 - A pesar de que la armadura transversal en una sección circular puede no tener ramas rectas, los ensayos indican que la [ec. \(11 - 15\)](#) es conservadora si d se toma como se define en la [sección 11.3.3](#), [11.14](#), [11.15](#)

11.5.6.4- Cuando se utilicen estribos inclinados como armadura por corte:

$$V_s = \frac{A_v f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (11-16)$$

11.5.6.5- Cuando la armadura por corte consista en una barra individual ó en un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \quad (11-17)$$

pero no mayor que $(\sqrt{f'_c}/4)b_w d$.

11.5.6.6- Cuando la armadura por corte consista en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo, la resistencia al corte V_s se debe calcular por medio de la ecuación (11-16).

11.5.6.7- Solamente las tres cuartas partes centrales de la porción inclinada de cualquier barra longitudinal que esté doblada se deben considerar efectivas como armadura por corte.

11.5.6.8- Cuando se emplee más de un tipo de armadura por corte para armar la misma porción de un elemento, la resistencia al corte V_s debe calcularse como la suma de los valores V_s calculados para los diversos tipos.

11.5.6.9- La resistencia al corte V_s no debe considerarse mayor que $(2\sqrt{f'_c}/3)b_w d$

11.6- Diseño por torsión

C11.6- Diseño por torsión

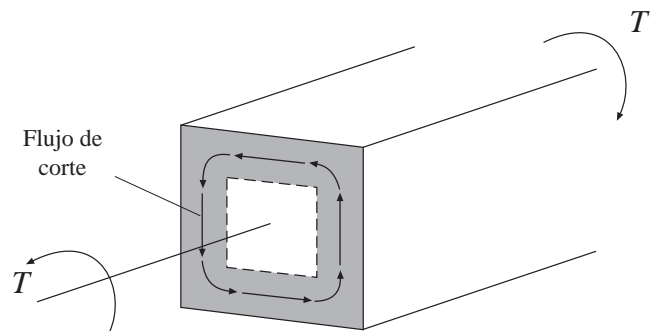
El diseño por torsión está basado en la analogía de un enrejado espacial para un tubo de pared delgada. Una viga sometida a torsión se idealiza como un tubo de pared delgada en el que se desprecia el núcleo de hormigón de la sección transversal de la viga sólida, tal como se muestra en la [figura 11.6\(a\)](#). Una vez que la viga de hormigón armado se ha agrietado en torsión, su resistencia torsional es provista básicamente por los estribos cerrados y barras longitudinales ubicadas cerca de la superficie del elemento. En la analogía del tubo de pared delgada se supone que la resistencia es proporcionada por la capa exterior de la sección transversal centrada aproximadamente en los estribos cerrados. Tanto las secciones sólidas como las huecas se idealizan como tubos de pared delgada tanto antes como después del agrietamiento.

En un tubo cerrado de pared delgada el producto de la tensión de corte τ debido a la torsión y del espesor de la pared t en cualquier punto del perímetro se conoce como el flujo de corte, $q=\tau t$. El flujo de corte q debido a la torsión actúa según se muestra en la [Fig. C11.6\(a\)](#) y es constante en todos los puntos alrededor del perímetro. El camino a lo largo del cual actúa se extiende alrededor del tubo a mitad

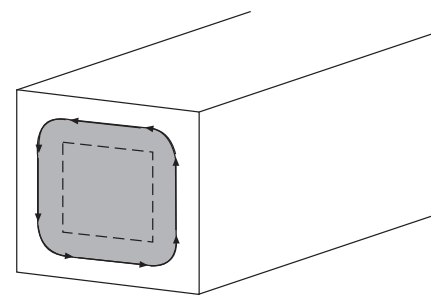
del espesor de la pared. En cualquier punto a lo largo del perímetro del tubo, la tensión de corte debida a torsión es $\tau = T / (2A_o t)$, donde A_o es el área total encerrada por el camino del flujo de corte, mostrada achurada en la figura 11.6(b), y t es el espesor de la pared en el punto en que se está calculando τ . El camino del flujo de corte sigue el plano medio de las paredes del tubo y A_o es el área encerrada por el plano medio de las paredes del tubo. En un elemento hueco con paredes continuas, A_o incluye el área del hueco.

En la edición 1995, se eliminó la anterior interacción elíptica entre el corte soportado por el hormigón, V_c , y la torsión soportada por el hormigón. V_c se mantiene constante en el valor que tiene cuando no existe torsión, y la torsión soportada por el hormigón se toma siempre como nula.

En la [referencia 11.24](#) se deriva y compara con ensayos el procedimiento de diseño.



a) Tubo de pared delgada



b) Área encerrada por el recorrido del flujo de corte

Figura C11.6 - (a) Tubo de pared delgada; (b) Área encerrada por el camino del flujo de corte.

CÓDIGO

11.6.1- Se permite despreciar los efectos de la torsión cuando el momento torsional mayorado T_u sea menor que:

(a) en elementos no pretensados

$$\frac{\phi\sqrt{f'_c}}{12} \left[\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right]$$

(b) en elementos pretensados

$$\frac{\phi\sqrt{f'_c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\sqrt{f'_c}/3}}$$

En elementos hormigonados monolíticamente con una losa, el ancho sobresaliente del ala usado para calcular A_{cp} y P_{cp} debe cumplir con la [sección 13.2.4](#).

COMENTARIO

C11.6.1- Los torques que no exceden de aproximadamente un cuarto del torque de agrietamiento, T_{cr} , no producen una reducción estructural significativa en la resistencia a la flexión ni en la resistencia al corte, por lo que pueden ser ignorados. La torsión de agrietamiento bajo torsión pura, T_{cr} , se deriva de reemplazar la sección real por un tubo de pared delgada con un espesor de pared, t , antes del agrietamiento de $0.75A_{cp}/p_{cp}$ y un área encerrada por el eje de la pared, A_o , igual a $2A_{cp}/3$. Se supone que el agrietamiento se produce cuando la tensión principal de tracción alcanza el valor $(\sqrt{f'_c}/3)$. En una viga no pretensada, cargada solamente por torsión, el esfuerzo principal de tracción es igual a la tensión de corte por torsión, $\tau = T/(2A_o t)$. Así, el agrietamiento se produce cuando τ alcanza el valor $(\sqrt{f'_c}/3)$, dejando el torque de agrietamiento como:

$$T_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

El límite establecido en la [sección 11.6.1](#) es un cuarto de este valor. La tensión de agrietamiento $(\sqrt{f'_c}/3)$ se ha tomado intencionalmente como un valor límite bajo.

En elementos pretensados, la carga de agrietamiento por torsión se incrementa por el pretensado. Un análisis por el círculo de Mohr basado en las tensiones promedio muestra que el torque requerido para producir una tensión principal de tracción igual a $(\sqrt{f'_c}/3)$ es $\sqrt{1 + f_{pc}/(\sqrt{f'_c}/3)}$ veces el torque correspondiente a una viga no pretensada.

En un elemento aislado, con o sin alas, A_{cp} es el área de la sección transversal completa, incluyendo el área de huecos de las secciones transversales, y P_{cp} es el perímetro de la sección transversal completa. En vigas T hormigonadas monolíticamente con la losa, A_{cp} y P_{cp} pueden incluir porciones de las losas adyacentes de acuerdo con la [sección 13.2.4](#).

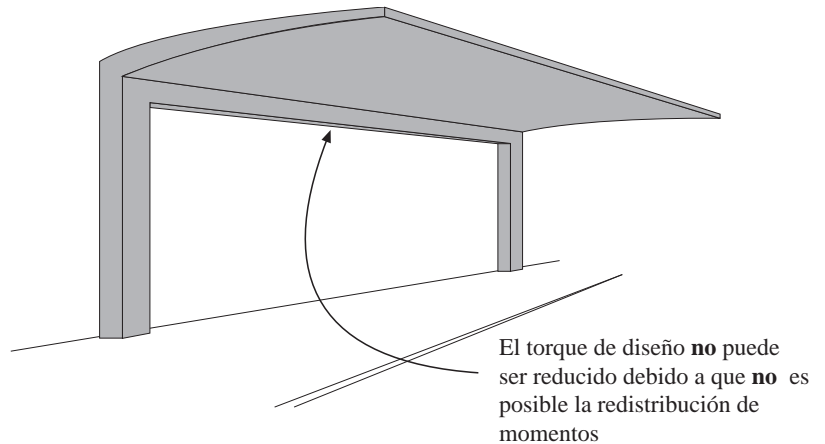


Figura 11.6.2.1 - El torque de diseño no puede ser reducido (sección 11.6.2.1)

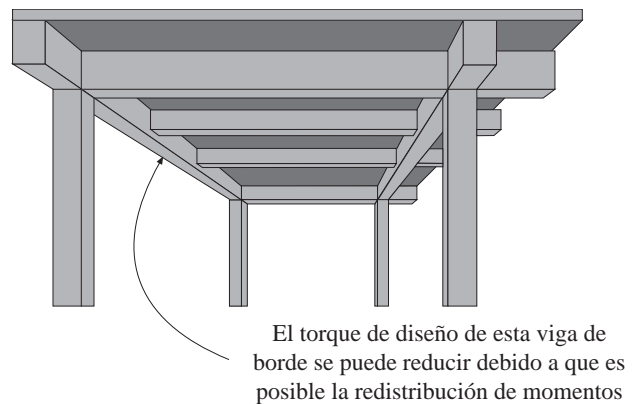


Figura 11.6.2.2 - El torque de diseño puede ser reducido (sección 11.6.2.2)

11.6.2- Cálculo del momento torsional mayorado T_u

11.6.2.1- Si se requiere del momento torsional mayorado T_u en un elemento para mantener el equilibrio y su valor excede el mínimo dado en la sección 11.6.1, el elemento debe ser diseñado para soportar dicho momento torsional de acuerdo con las secciones 11.6.3 a la 11.6.6.

11.6.2.2- En una estructura estáticamente indeterminada, donde se puede producir una reducción del momento torsional en el elemento debido a la

C11.6.2- Cálculo del momento torsional mayorado T_u

C11.6.2.1 y C11.6.2.2- En el diseño por torsión de estructuras de hormigón armado se pueden identificar dos condiciones: [11.25](#), [11.26](#)

- (a) Los momentos torsionales no pueden ser reducidos por la redistribución de esfuerzos internos (11.6.2.1). Esto se identifica como “torsión de equilibrio”, dado que el momento torsional se requiere para el equilibrio de la estructura.

CÓDIGO

redistribución de esfuerzos internos después del agrietamiento, se permite reducir el máximo momento torsional mayorado T_u a

- (a) en elementos no pretensados, en las secciones descritas en 11.6.2.4:

$$\frac{\phi \sqrt{f'_c}}{3} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$$

- (b) en elementos pretensados, en las secciones descritas en 11.6.2.5:

$$\frac{\phi \sqrt{f'_c}}{3} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{cp}}{\sqrt{f'_c}}/3}$$

En tal caso, se deben usar los correspondientes momentos flectores y cortes redistribuidos en los elementos adyacentes en el diseño de esos elementos.

COMENTARIO

Para esta condición, ilustrada en la [figura C11.6.2.1](#), la armadura por torsión diseñada de acuerdo con las [secciones 11.6.3](#) a la [11.6.6](#) debe disponerse para tomar toda la torsión.

- (b) El momento torsional puede ser reducido por la redistribución de esfuerzos internos después del agrietamiento ([sección 11.6.2.2](#)) si la torsión proviene del giro del elemento necesario para mantener la compatibilidad de deformaciones. Este tipo de torsión se identifica como “torsión de compatibilidad”.

Para esta condición, ilustrada en la [figura 11.6.2.2](#), la rigidez torsional antes del agrietamiento corresponde a aquella de la sección no agrietada de acuerdo a la teoría de St. Venant. En el momento del agrietamiento torsional, sin embargo, se produce un gran giro bajo un torque esencialmente constante, lo que genera una gran redistribución de esfuerzos en la estructura.^{11.25, 11.26} El torque de agrietamiento bajo una combinación de corte, flexión y torsión corresponde a una tensión principal de tracción ligeramente inferior al valor $\sqrt{f'_c}/3$ indicado en la [sección C11.6.1](#).

Cuando el momento torsional excede el torque de agrietamiento, se puede suponer que se ha producido un momento torsional mayorado máximo igual al torque de agrietamiento en las secciones críticas cerca de los bordes de los apoyos. Este límite ha sido establecido para controlar el ancho de las grietas por torsión.

La [sección 11.6.2.2](#) se aplica a condiciones regulares y típicas de marcos. En estructuraciones que imponen rotaciones torsionales significativas dentro de una longitud limitada del elemento, como cargas fuertes de torque ubicadas cerca de una columna rígida, o una columna que rota en direcciones

CÓDIGO

COMENTARIO

inversas debido a otras cargas, es recomendable realizar un análisis más exacto.

Cuando el momento torsional mayorado obtenido a partir de un análisis elástico basado en las propiedades de la sección no agrietada se encuentra entre los valores de la [sección 11.6.1](#) y los valores dados en esta sección, la armadura por torsión debería ser diseñada para resistir los momentos torsionales calculados.

11.6.2.3- A menos que se determine por medio de un análisis más exacto, se permite tomar las cargas torsionales de la losa como uniformemente distribuidas a lo largo del elemento.

11.6.2.4- En elementos no pretensados, las secciones ubicadas a menos de una distancia **d** desde la cara de un apoyo deben ser diseñadas por lo menos para la torsión **T_u** calculada a una distancia **d**. Si se presenta un torque concentrado dentro de dicha distancia, la sección crítica de diseño debe ser la cara del apoyo.

11.6.2.5- En elementos pretensados, las secciones ubicadas a menos de una distancia **h/2** desde la cara de un apoyo deben ser diseñadas por lo menos para la torsión **T_u** calculada a una distancia **h/2**. Si se presenta un torque concentrado dentro de dicha distancia, la sección crítica de diseño debe ser la cara del apoyo.

11.6.3- Resistencia al momento torsional

11.6.3.1- Las dimensiones de la sección transversal deben ser tales que:

(a) en secciones sólidas:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \right) \quad (11-18)$$

C11.6.2.4 y C11.6.2.5- No es poco frecuente que una viga secundaria llegue a un lado de una viga principal cerca del apoyo de esta última. En dicho caso, se aplica un corte y torque concentrado a la viga principal.

C11.6.3- Resistencia al momento torsional

C11.6.3.1- El tamaño de una sección transversal se limita por dos razones, primero para reducir el agrietamiento imperceptible y segundo para prevenir el aplastamiento de la superficie de hormigón debido a la tensión inclinada de compresión producida por el corte y la torsión. En la ecuación (11-18) y (11-19), los dos términos en el lado izquierdo son las tensiones de corte debidas al corte y a la torsión. La suma de estas dos tensiones no puede ser mayor

CÓDIGO

(b) en secciones huecas:

$$\left(\frac{V_u}{b_w d} \right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \right) \quad (11-19)$$

COMENTARIO

que la tensión que produce el agrietamiento por corte más $2\sqrt{f'_c}/3$, similar a la resistencia límite dada en la [sección 11.5.6.8](#) para corte sin torsión. El límite está expresado en términos de V_c para permitir su uso para hormigón pretensado y no pretensado. Fue deducido inicialmente sobre la base del control de agrietamiento. No es necesario verificar el aplastamiento del alma dado que ello se produce con tensiones de corte más elevadas.

En una sección hueca, las tensiones de corte debidas al corte y a la torsión ambas se producen en las paredes de la caja como se muestra en la figura 11.6.3.1(a), y por lo tanto se pueden sumar directamente en el punto A como se hace en la ecuación (11-19). En una sección sólida las tensiones de corte debidas a la torsión actúan en la sección “tubular” exterior, mientras que las tensiones de corte debidas a V_u se reparten a través del ancho de la sección como se muestra en la figura 11.6.3.1(b). Por esta razón las tensiones se combinan en la [ecuación \(11-18\)](#) usando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados en vez de la suma directa.

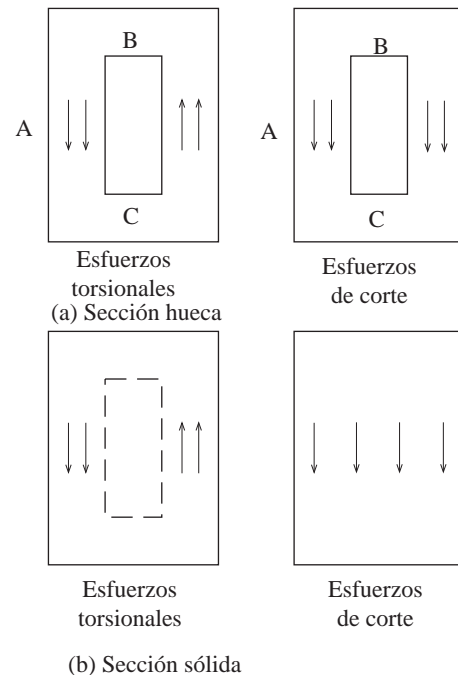


Figura 11.6.3.1 Adición de las tensiones por corte y por torsión.

CÓDIGO

11.6.3.2- Si el espesor de la pared varía a lo largo del perímetro de una sección hueca, la [ecuación \(11-19\)](#) debe ser evaluada en la ubicación en donde el lado izquierdo de la [ecuación \(11 - 19\)](#) sea máximo.

11.6.3.3- Si el espesor de la pared es menor que A_{oh}/p_h , el segundo término en la [ecuación \(11-19\)](#) debe ser tomado como:

$$\left(\frac{T_u}{1.7 A_{oh} t} \right)$$

donde t es el espesor de la pared de la sección hueca en la ubicación donde se están verificando las tensiones.

11.6.3.4- La tensión de fluencia de diseño de la armadura no pretensada para torsión no debe exceder de 420 MPa.

11.6.3.5- La armadura necesaria por torsión debe determinarse a partir de:

$$\phi T_n \geq T_u \quad (11-20)$$

COMENTARIO

C11.6.3.2- Si el espesor de la pared varía alrededor del perímetro de la sección, en 11.6.3.1 se requiere que la [ecuación \(11-19\)](#) sea evaluada en el punto de la sección transversal para el cual el lado izquierdo de la [ecuación \(11-19\)](#) sea máximo. Generalmente, esto será en la pared en la cual las tensiones por corte y por torsión son aditivas [Punto A en la [figura 11.6.3.1\(a\)](#)]. Si las alas superior o inferior son más delgadas que las almas, puede ser necesario evaluar la [ecuación \(11-19\)](#) en los puntos B y C de la [figura 11.6.3.1\(a\)](#). En estos puntos las tensiones debidas al corte son normalmente despreciables.

C11.6.3.4- El limitar la tensión de fluencia de diseño para la armadura por torsión a 420 MPa proporciona un control sobre el ancho de la grieta diagonal.

C11.6.3.5- La resistencia torsional mayorada ϕT_n debe ser igual o mayor que la torsión T_u debida a las cargas mayoradas. Para el cálculo de T_n , se supone que todo el torque es resistido por los estribos y el acero longitudinal con $T_c = 0$. Al mismo tiempo, el corte resistido por el hormigón V_c se supone que no cambia por la presencia de la torsión. En vigas con V_u mayor que aproximadamente $0.8 \phi V_c$, la cantidad de armadura combinada de torsión y corte es esencialmente la misma que la requerida por el ACI 318 de 1989. Para mayores valores de V_u , se requerirá más armadura de corte y torsión.

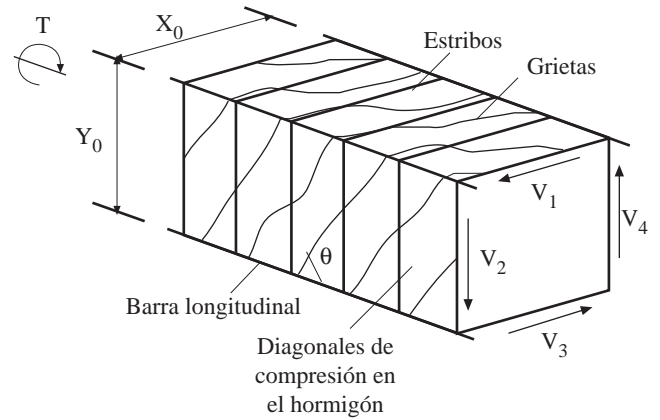
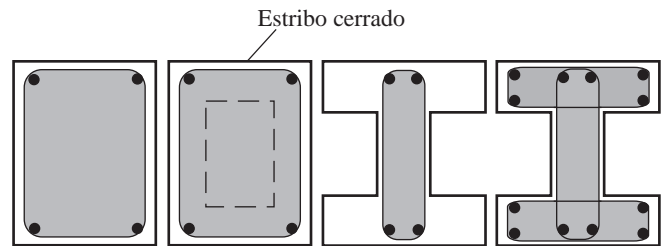


Figura 11.6.3.6(a) - Analogía del enrejado espacial



A_{oh} = Área sombreada

Figura 11.6.3.6(b) - Definición de Aoh

11.6.3.6- La armadura transversal por torsión debe diseñarse usando:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yv}}{s} \cot \theta \quad (11-21)$$

donde A_o debe determinarse por análisis, excepto que se permite tomar A_o igual a $0.85A_{oh}$; θ no debe tomarse menor a 30 grados ni mayor que 60 grados. Se permite tomar θ igual a :

- (a) 45 grados en elementos no pretensados o con un pretensado menor al indicado en (b),
- (b) 37.5 grados para elementos pretensados con una fuerza efectiva de pretensado no menor a un 40 por ciento de la resistencia a tracción de la armadura longitudinal.

C11.6.3.6 - La ecuación (11-21) está basada en la analogía del enrejado espacial mostrado en la figura 11.6.3.6(a) con diagonales de compresión a un ángulo θ , suponiendo que el hormigón no soporta tracción y que la armadura fluye. Después del desarrollo del agrietamiento por torsión, la resistencia torsional es provista principalmente por los estribos cerrados, la armadura longitudinal y las diagonales de compresión. El hormigón fuera de estos estribos es relativamente inefectivo. Por esta razón A_o , el área encerrada por el camino del flujo de corte alrededor del perímetro del tubo, se define después del agrietamiento en términos de A_{oh} , el área encerrada por el eje de los cercos exteriores. El área A_{oh} se muestra en la figura 11.6.3.6(b) para diferentes secciones transversales. En secciones tipo I, T o L, A_{oh} se toma como el área encerrada por las

ramas más externas de los estribos entrecruzados como se muestra en la [figura 11.6.3.6\(b\)](#). La expresión para A_o dada por Hsu^{11.27} puede ser usada si se desea una mayor precisión.

El flujo de corte q en las paredes del tubo, discutido en el [comentario 11.6](#), puede ser descompuesto en las fuerzas de corte V_1 a V_4 que actúan en los lados individuales del tubo o enrejado espacial, como se muestra en la [figura 11.6.3.6\(a\)](#).

El ángulo θ puede ser obtenido por análisis^{11.27} o puede tomarse igual a los valores dados en las subsecciones (a) y (b). El mismo valor de θ debe ser usado tanto en la [ecuación \(11-21\)](#) como en la (11-22). A medida que θ disminuye, la cantidad de estribos requerida por la [ecuación \(11-21\)](#) disminuye. Al mismo tiempo que la cantidad de acero longitudinal requerido por la [ecuación \(11-22\)](#) aumenta.

11.6.3.7- La armadura longitudinal adicional necesaria por torsión no debe ser menor que:

$$A_\ell = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{y\ell}} \right) \cot^2 \theta \quad (11-22)$$

donde θ debe tener el mismo valor usado en la [ecuación \(11-21\)](#) y A_t/s debe tomarse como la cantidad calculada con la [ecuación \(11-21\)](#) no modificada por las [sección 11.6.5.2](#) o la [sección 11.6.5.3](#).

C11.6.3.7 – La [fig. C11.6.3.6\(a\)](#) muestra las fuerzas de corte V_1 a V_4 resultantes del flujo de corte alrededor de las paredes del tubo. En una pared dada del tubo, el flujo de corte V_i es resistida por una componente de compresión diagonal, $D_i = V_i / \sin \theta$, en el hormigón. Se necesita de una fuerza axial de tracción, $N_i = V_i (\cot \theta)$ en la armadura longitudinal para completar la descomposición de V_i .

La [fig. C11.6.3.7](#) muestra la tensión de compresión diagonal y la fuerza axial de tracción, N_i , actuando en un segmento corto a lo largo de una de las paredes del tubo. Debido a que el flujo de corte provocado por la torsión es constante en todos los puntos a lo largo del perímetro, las resultantes de D_i y N_i actúan a media altura del lado i . Como resultado, se puede suponer que la mitad de N_i es resistida por cada cuerda superior e inferior, como se muestra. Debe proporcionarse armadura longitudinal con una capacidad $A_\ell f_{y\ell}$ para resistir la suma de las fuerzas N_i , $\sum N_i$, actuando en todas las paredes del tubo.

En la deducción de la [ec. \(11 – 22\)](#), las fuerzas axiales de tracción se suman a lo largo de los lados del área A_o . Estos lados forman un perímetro, p_o , aproximadamente igual a la longitud de la línea que une los centros de las barras en las esquinas del tubo. Por facilidad de cálculo, esto ha sido reemplazado por el perímetro de los estribos cerrados, p_h .

Frecuentemente, el espaciamiento máximo aceptable de los estribos controla la cantidad de estribos proporcionada. Además, cuando actúan el corte y la torsión combinados, el área total de estribos es la suma de las cantidades provistas por corte y por torsión. Para evitar la necesidad de disponer cantidades excesivas de armadura longitudinal, en [11.6.3.7](#) se establece que el valor de A_t/s usado para calcular A_ℓ en cualquier sección dada debe ser tomado como el valor de A_t/s calculado en dicha sección usando la [ecuación \(11-21\)](#)

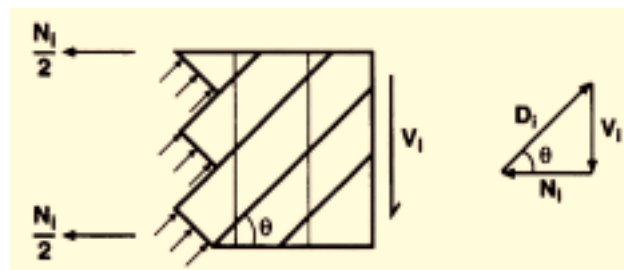


Figura 11.6.3.7- Descomposición de la fuerza de corte V_i en una fuerza de compresión D_i y una fuerza de tracción axial N_i en una de las paredes del tubo.

11.6.3.8- La armadura necesaria por torsión debe ser agregada a la necesaria para el corte, momento y fuerza axial que actúan en combinación con la torsión. Debe cumplirse con el requisito más restrictivo para el espaciamiento y la colocación.

C11.6.3.8- Los requisitos de estribos por torsión y corte se suman y se disponen estribos para proporcionar al menos la cantidad total requerida. Dado que el área de estribos A_v para corte se define en términos de todas las ramas de un estribo dado, mientras que el área de estribos A_t para torsión se define en términos de una sola rama, la suma de los estribos se realiza de acuerdo a :

$$\text{Total} \left(\frac{A_{v+t}}{s} \right) = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s}$$

11.6.3.9- Se permite reducir el área de armadura longitudinal por torsión en una cantidad igual a $M_u / (0.9df_{y\ell})$, donde M_u es el momento mayorado que actúa en la sección en combinación con T_u , salvo que la armadura provista no debe ser menor que la requerida por la [sección 11.6.5.3](#) o la [sección 11.6.6.2](#).

11.6.3.10- En vigas pretensadas:

- (a) el total de la armadura longitudinal, incluyendo cables, debe resistir en cada sección el momento flector mayorado en dicha sección más una fuerza de tracción longitudinal concéntrica adicional igual a $A_\ell f_{y\ell}$, basada en la torsión mayorada en esa sección, y

Si un grupo de estribos tiene cuatro ramas para corte, sólo las ramas adyacentes a los lados de la viga deberían ser incluidas en la suma, dado que las ramas interiores no serían efectivas para torsión.

La armadura longitudinal requerida por torsión se suma en cada sección a la armadura requerida para la flexión que actúa al mismo tiempo que la torsión. La armadura longitudinal se escoge entonces para esta suma, pero no debería ser menor que la cantidad requerida para el momento flector máximo en esa sección si este excede el momento que actúa al mismo tiempo que la torsión. Si el momento flector máximo se produce en una sección, por ejemplo a mitad de la luz, mientras que la torsión máxima se produce en otra, como en el apoyo, el acero longitudinal total requerido puede ser menor que el obtenido sumando el máximo acero por flexión más el máximo acero por torsión. En tal caso, el acero longitudinal requerido se evalúa en varias ubicaciones.

Deben satisfacerse los requisitos más restrictivos para el espaciamiento, los puntos de corte y la colocación del acero por flexión, corte y torsión. El acero por flexión debe estar extendido en una distancia d , pero no menos de $12d_b$, más allá del punto donde deja de ser necesario por flexión de acuerdo a lo requerido en la [sección 12.10.3](#).

C11.6.3.9- La tracción longitudinal debida a la torsión se compensa en parte por la compresión en la zona de compresión por flexión, permitiendo una reducción en el acero longitudinal por torsión requerido en la zona de compresión.

C11.6.3.10- Como se explicó en [C11.6.3.7](#), la torsión produce una fuerza axial de tracción. En una viga no pretensada esta fuerza es resistida por la armadura longitudinal con una capacidad adicional de tracción $A_\ell f_{y\ell}$. Este acero es adicional a la armadura por flexión y se distribuye uniformemente alrededor de los lados del perímetro de manera que la resultante de $A_\ell f_{y\ell}$ actúa a lo largo del eje del elemento.

CÓDIGO

- (b) el espaciamiento de la armadura longitudinal incluyendo los cables debe satisfacer los requisitos de la [sección 11.6.6.2](#).

11.6.3.11- En vigas pretensadas, se permite reducir el área de armadura longitudinal para torsión, en el lado en compresión debido a flexión del elemento, por debajo de la requerida en la [sección 11.6.3.10](#) de acuerdo con [11.6.3.9](#).

11.6.4- Detalles de la armadura por torsión

11.6.4.1- La armadura por torsión debe consistir en barras longitudinales o cables y en uno o más de los siguientes tipos de armadura:

- (a) estribos o amarras cerradas perpendiculares al eje del elemento, o
- (b) un armazón cerrado de malla electrosoldada de alambre, con alambres transversales perpendiculares al eje del elemento, o
- (c) zunchos en vigas no pretensadas

COMENTARIO

En una viga pretensada se puede seguir la misma técnica (proporcionar barras adicionales de armadura con una capacidad $A_\ell f_{y\ell}$), o el diseñador puede usar cualquier sobrecapacidad de los cables para resistir parte de la fuerza axial $A_\ell f_{y\ell}$ como se destaca en el próximo párrafo.

En una viga pretensada la tensión del cable para la carga última en la sección de máximo momento es f_{ps} . En otras secciones, la tensión del cable para la carga última estará entre f_{se} y f_{ps} . Una porción de la fuerza $A_\ell f_{y\ell}$ que actúa en los lados del perímetro donde se ubican los cables puede ser resistida por una fuerza $A_{ps}\Delta f_p$ en los cables, donde Δf_p es f_{ps} menos la tensión en el cable debido a la flexión para la carga última en la sección considerada. Esta puede ser tomada como M_u en la sección, dividido por $(\phi 0.9d_p A_{ps})$, pero Δf_p no puede ser mayor a 420 MPa. Se requerirán barras longitudinales en los otros lados del elemento para proporcionar lo que resta de la fuerza $A_\ell f_{y\ell}$, para satisfacer los requisitos de espaciamiento dados en la [sección 11.6.6.2](#), o para ambos.

C11.6.4- Detalles de la armadura por torsión

C11.6.4.1- Se requiere tanto de armadura longitudinal como de estribos transversales cerrados para resistir las tensiones diagonales de tracción debidas a la torsión. Los estribos deben ser cerrados, debido a que el agrietamiento inclinado debido a la torsión puede producirse en todas las caras del elemento.

En el caso de secciones sometidas básicamente a torsión, el recubrimiento de hormigón sobre los estribos se descascara con torques elevados.^{11.28} Esto vuelve a los estribos traslapados inefectivos, conduciendo a una falla prematura por torsión.^{11.29}

En dichos casos, los estribos cerrados no deben hacerse con un par de estribos en U traslapados entre ellos.

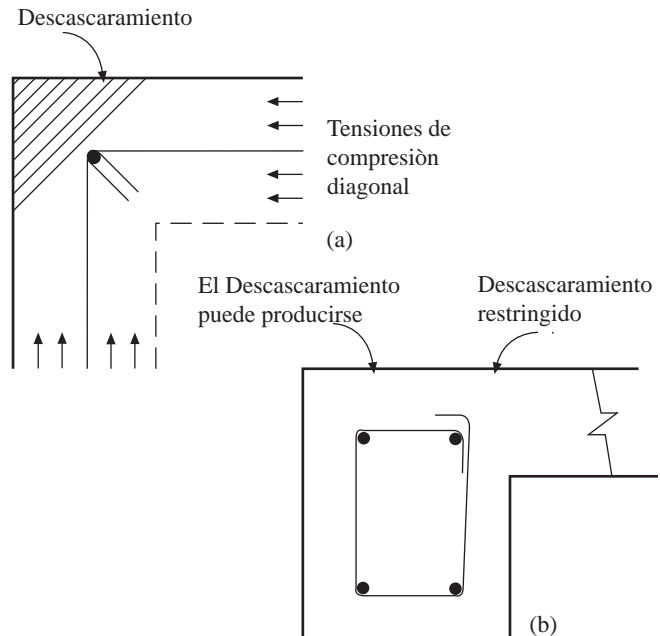


Figura 11.6.4.2- Descascamiento en esquinas de vigas cargadas en torsión.

11.6.4.2- La armadura transversal por torsión debe estar anclada por uno de los siguientes medios:

- (a) un gancho estándar de 135 grados alrededor de una barra longitudinal, o
- (b) de acuerdo con las secciones, [12.13.2.1](#), [12.13.2.2](#) ó [12.13.2.3](#) en zonas donde el hormigón que rodea al anclaje está protegido contra el descascamiento mediante un ala, losa o elemento similar.

11.6.4.3- La armadura longitudinal por torsión debe ser desarrollada en ambos extremos.

C11.6.4.2- Cuando una viga rectangular falla en torsión, las esquinas de la viga tienden a descascararse debido a las tensiones inclinadas de compresión en las diagonales de hormigón del enrejado espacial, las que cambian de dirección en la esquina como se muestra en la figura 11.6.4.2(a). En los ensayos, los estribos cerrados anclados con ganchos de 90 grados fallan cuando esto ocurre.^{11.28} Por esta razón, son preferibles en todos los casos los ganchos de 135 grados para estribos de torsión. En lugares donde este desconche está restringido por una losa o ala adyacente, la sección 11.6.4.2(b) relaja esto y permite ganchos de 90 grados.

C11.6.4.3- Si cerca del extremo de una viga actúa una torsión alta, la armadura longitudinal por torsión debe estar adecuadamente anclada. Debe disponerse la suficiente longitud de desarrollo fuera

11.6.4.4- En secciones huecas en torsión, la distancia desde el eje de la armadura transversal por torsión hasta la cara interior de la pared de la sección hueca no debe ser menor que $0.5A_{oh}/p_h$.

11.6.5- Armadura mínima por torsión

11.6.5.1- Debe proporcionarse un área mínima de armadura por torsión en toda zona donde la torsión mayorada T_u supere el valor especificado en la [sección 11.6.1](#).

11.6.5.2- Donde se requiera armadura por torsión de acuerdo con la [sección 11.6.1](#), el área mínima de estribos cerrados debe calcularse como:

$$(A_v + 2A_t) = \frac{0.35b_w s}{f_{yv}} \quad (11-23)$$

11.6.5.3- Donde se requiera armadura por torsión de acuerdo con la [sección 11.6.1](#), el área mínima total de armadura longitudinal por torsión debe calcularse como:

$$A_{t,min} = \frac{5\sqrt{f'_c} A_{cp}}{12f_{y\ell}} - \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \frac{f_{yv}}{f_{y\ell}} \quad (11-24)$$

donde A_t/s no debe tomarse menor que $0.175b_w/f_{yv}$.

de la cara interior del apoyo para desarrollar la fuerza de tracción necesaria en las barras o cables. En el caso de barras esto puede requerir ganchos o barras U horizontales traslapadas con la armadura longitudinal por torsión.

C11.6.4.4- Los estribos cerrados, dispuestos por torsión en una sección hueca, deben estar ubicados en la mitad exterior del espesor de la pared efectivo para torsión, donde el espesor de la pared se puede tomar como A_{oh}/p_h .

C11.6.5- Armadura mínima por torsión.

C11.6.5.1 y C11.6.5.2- Si un elemento está sometido a un momento torsional mayorado T_u mayor que los valores especificados en la [sección 11.6.1](#), la cantidad mínima de armadura transversal en el alma para la combinación de corte y torsión es $0.35b_w s/f_{yv}$. Deben notarse las diferencias en la definición de A_v y del símbolo A_t ; A_v es el área de dos ramas de un estribo cerrado mientras que A_t es el área de una sola rama de un estribo cerrado.

C11.6.5.3- Las vigas de prueba de hormigón armado con menos de uno por ciento en volumen de armadura por torsión, han fallado en torsión pura durante el agrietamiento torsional. [11.24](#) En las ediciones de 1989 y anteriores, se presentaba una relación que requería alrededor de uno por ciento de armadura torsional en vigas cargadas en torsión pura y menos en vigas con corte y torsión combinados, como función de la razón entre las tensiones de corte debidas a torsión y a corte. La ecuación (11-24) fue simplificada suponiendo un único valor para este factor de reducción lo que resulta en una razón volumétrica de aproximadamente 0.5 por ciento.

CÓDIGO

11.6.6- Espaciamiento de la armadura por torsión

11.6.6.1- El espaciamiento de la armadura transversal por torsión no debe exceder el menor valor entre $p_h/8$ y 300 mm.

11.6.6.2- La armadura longitudinal requerida por torsión debe estar distribuida a lo largo del perímetro del estribo cerrado con un espaciamiento máximo de 300 mm. Las barras longitudinales o cables deben estar dentro de los estribos. Debe haber al menos una barra longitudinal o cable en cada esquina de los estribos. Las barras deben tener un diámetro de al menos $1/24$ del espaciamiento entre estribos, pero no menos de 10 mm.

11.6.6.3- La armadura por torsión debe ser dispuesta en una distancia al menos $(b_t + d)$ más allá del punto en que teóricamente se requiere.

11.7- Corte por fricción

11.7.1- Las disposiciones de la sección 11.7 se aplican cuando es adecuado considerar la transmisión del corte a través de un plano dado, tal como una

COMENTARIO

C11.6.6- Espaciamiento de la armadura por torsión

C11.6.6.1- El espaciamiento de los estribos se limita para asegurar el desarrollo de la resistencia torsional última de la viga, para prevenir la excesiva pérdida de rigidez torsional después del agrietamiento, y para controlar en ancho de grieta. Para una sección transversal cuadrada la limitación $p_h/8$ requiere estribos a $d/2$ lo cual es consistente con la [sección 11.5.4.1](#)

C11.6.6.2- En el [comentario C11.6.3.7](#) se mostró que la armadura longitudinal es necesaria para resistir la suma de las fuerzas de tracción longitudinales debidas a la torsión en las paredes de tubos de pared delgada. Dado que la fuerza actúa a lo largo del eje centroidal de la sección, el centroide de la armadura longitudinal adicional por torsión debiera coincidir aproximadamente con el centroide de la sección. El código consigue esto al requerir que la armadura longitudinal por torsión sea distribuida alrededor del perímetro de los estribos cerrados. Se requieren barras o cables en cada esquina del estribo para proporcionar anclaje a las ramas del estribo. Se ha encontrado que las barras en las esquinas son muy efectivas en desarrollar la resistencia torsional y en controlar las grietas.

C11.6.6.3- La distancia $(b_t + d)$, más allá del punto requerido teóricamente para la armadura torsional, es mayor que el usado para la armadura por corte y flexión debido a que las grietas por tracción diagonal debidas a la torsión se desarrollan en un patrón helicoidal.

C11.7- Corte por fricción

C11.7.1- Excepto por la sección 11.7, virtualmente todas las disposiciones respecto a corte pretenden evitar las fallas por tracción diagonal, más bien que

CÓDIGO

grieta existente o potencial, una superficie de contacto entre materiales distintos, o una superficie de contacto entre dos hormigones colocados en diferentes fechas.

11.7.2- El diseño de secciones transversales sujetas a transferencia de corte, como las descritas en la [sección 11.7.1](#), deben basarse en la [ecuación \(11-1\)](#), donde V_n se calcula de acuerdo con las disposiciones de la [sección 11.7.3](#) ó de la [sección 11.7.4](#).

11.7.3- Debe suponerse que se producirá una grieta a lo largo del plano de corte considerado. El área requerida de armadura de corte por fricción A_{vf} , a través del plano de corte, debe diseñarse aplicando lo estipulado en la [sección 11.7.4](#) o cualquier otro método de diseño de transferencia de corte concordante con los resultados de ensayos experimentales representativos.

11.7.3.1- Las disposiciones de las secciones [11.7.5](#) a la [11.7.10](#) deben aplicarse para todos los cálculos de resistencia a la transferencia de corte.

COMENTARIO

las fallas por transmisión del corte directo. El propósito de las disposiciones de la sección 11.7 es proporcionar métodos de diseño para condiciones en las que debe considerarse la transferencia de corte, como en una interfase entre hormigones vaciados en épocas diferentes, en una interfase entre hormigón y acero, en el diseño de detalles de armadura para estructuras prefabricadas de hormigón, así como en otras situaciones en las que se considere apropiado investigar la transferencia de corte a través de un plano en el hormigón estructural (Véanse las [referencias 11.30 y 11.31](#)).

C11.7.3- El hormigón no agrietado es relativamente resistente al corte directo; sin embargo, siempre existe la posibilidad de que se forme una grieta en un sitio desfavorable. El procedimiento de diseño para la transferencia de corte, es suponer que se formará dicha grieta, para entonces proporcionar armadura a través de la grieta supuesta, que resista desplazamientos relativos a lo largo de la misma. Cuando el corte actúa a lo largo de una grieta ocurre un desplazamiento de una cara de la grieta con respecto a la otra. Cuando las caras de la grieta son ásperas e irregulares, este desplazamiento va acompañado por separación de las caras de las grietas. En condiciones últimas, esta separación es suficiente para llevar a la armadura que cruza la grieta hasta su punto de fluencia. La armadura proporciona una fuerza de sujeción $A_{vf}f_y$ a través de las caras de la grieta. El corte aplicado es entonces resistido por fricción entre las caras de la grieta, por resistencia al corte de protuberancias en las caras de la grieta y por traspaso a la armadura que cruza la grieta. La aplicación satisfactoria de la [sección 11.7](#) depende de la selección adecuada de la ubicación de la grieta supuesta [11.16, 11.30](#).

La relación entre la resistencia a la transferencia de corte y la armadura que cruza el plano de corte puede expresarse de varias maneras. Las [ecuaciones \(11-25\) y \(11-26\)](#) de la [sección 11.7.4](#) están basadas en el modelo de corte por fricción. Esto da una predicción conservadora de la resistencia a la transferencia de corte. Otras relaciones que dan una estimación más aproximada de la resistencia a la transferencia de corte [11.16, 11.32, 11.33](#) pueden usarse bajo las disposiciones de la [sección 11.7.3](#). Por ejemplo, cuando la armadura de corte por fricción es perpendicular al plano de corte, la resistencia al corte V_n está dada por [11.32, 11.33](#)

$$V_n = 0.8 A_{vf} f_y + A_c K_1$$

donde A_c es el área de la sección de hormigón que resiste la transferencia de corte (mm^2) y $K_1=2.8$ MPa para hormigón de densidad normal, 1.5 MPa para hormigón “liviano en todos sus componentes, y 1.7 MPa para hormigón “liviano con arena de peso normal”. Estos valores de K_1 se aplican tanto a hormigón moldeado monolíticamente como a hormigón vaciado sobre hormigón endurecido con una superficie áspera, como lo define la [sección 11.7.9](#).

En esta ecuación, el primer término representa la contribución de la fricción a la resistencia por transferencia de corte (0.8 representa el coeficiente de fricción). El segundo término representa la suma de : (1) la resistencia al corte de protuberancias en las caras de la grieta, y (2) la acción de trabazón de la armadura.

Cuando de la armadura de corte por fricción está inclinada respecto al plano de corte, de manera que la fuerza de corte produce tracción en dicha armadura, la resistencia al corte, V_n , está dada por:

$$V_n = A_{vf} f_y (0.8 \sin \alpha_f + \cos \alpha_f) + A_c K_1 \sin^2 \alpha_f$$

11.7.4- Método de diseño de corte por fricción

11.7.4.1- Cuando la armadura de corte por fricción es perpendicular al plano de corte, la resistencia al corte V_n debe calcularse mediante:

$$V_n = A_v f_y \mu \quad (11-25)$$

donde μ es el coeficiente de fricción de acuerdo con la [sección 11.7.4.3](#).

11.7.4.2- Cuando la armadura de corte por fricción está inclinada en relación con el plano de corte, de manera que el esfuerzo de corte produce tracción en la armadura de corte por fricción, la resistencia al corte V_n debe calcularse mediante

$$V_n = A_v f_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f) \quad (11-26)$$

donde α_f es el ángulo entre la armadura de corte por fricción y el plano de corte.

donde α_f es el ángulo entre la armadura de corte por fricción y el plano de corte (esto es, $0 < \alpha_f < 90$ grados).

Cuando se emplea el método modificado de diseño de corte por fricción los términos $(A_v f_y / A_c)$ o $(A_v f_y \sin \alpha_f / A_c)$, no deben ser menor que 1.5 MPa, para que las ecuaciones de diseño sean válidas.

C11.7.4- Método de diseño de corte por fricción

C11.7.4.1- El área requerida de armadura por transferencia de corte A_{vf} se calcula por medio de:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

También debe observarse el límite superior especificado para resistencia al corte.

C11.7.4.2- Cuando la armadura de corte por fricción está inclinada respecto al plano de corte, de manera que la componente de la fuerza de corte, paralela a la armadura tienda a producir tracción en la armadura, como se muestra en la [figura 11.7.4](#), parte del corte es resistido por la componente paralela al plano de corte de la fuerza de tracción en la armadura^{11.33}. La ecuación (11-26) debe usarse solamente cuando la componente de la fuerza de corte paralela a la armadura produce tracción en la armadura, tal como se muestra en la [Fig. 11.7.4](#). Cuando α_f es mayor de 90 grados, el movimiento relativo de las superficies tiende a comprimir la barra y la ecuación (11.26) no es válida.

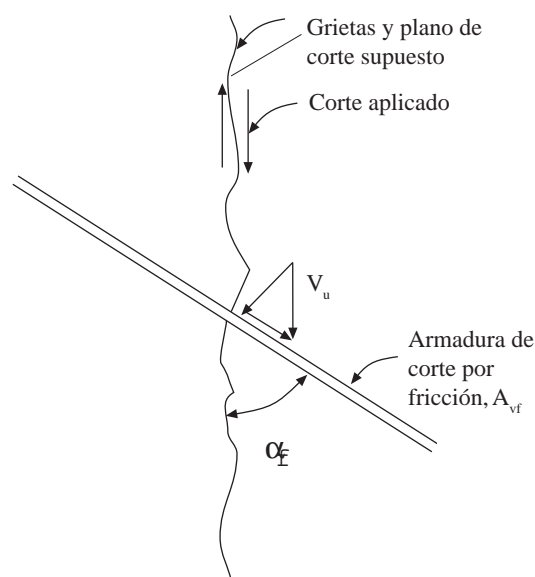


Fig. C11.7.4 Armadura de corte por fricción a cierto ángulo de la grieta hipotética.

11.7.4.3- El coeficiente de fricción en la [ecuación \(11-25\)](#) y en la [ecuación \(11-26\)](#) debe ser:

Para hormigón colocado monolíticamente	1.4λ
Hormigón colocado sobre hormigón endurecido con la superficie intencionalmente rugosa como se especifica en la sección 11.7.9	1.0λ
Hormigón colocado sobre hormigón endurecido no intencionalmente rugoso	0.6λ
Hormigón anclado a acero estructural mediante pasadores con cabeza o mediante barras de refuerzo (véase la sección 11.7.10)	0.7λ

donde $\lambda = 1.0$ para hormigón normal, 0.85 para hormigón liviano con arena de peso normal y 0.75 para hormigón liviano en todos sus componentes. Se permite usar interpolación lineal cuando se emplea sustitución parcial de arena.

C11.7.4.3- En el método de cálculo de corte por fricción se supone que toda la resistencia al corte se debe a la fricción entre las caras de la grieta. Es necesario, por lo tanto, emplear valores artificialmente elevados del coeficiente de fricción en las ecuaciones de corte por fricción, de manera que la resistencia al corte calculada concuerde con los resultados de los ensayos. En el caso de hormigón vaciado sobre hormigón endurecido no áspero de acuerdo con la [sección 11.7.9](#), la resistencia al corte se debe principalmente a la acción de trabazón de la armadura, y las pruebas [11.34](#) indican que el valor reducido de $\mu = 0.6\lambda$ especificado para este caso es el apropiado.

El valor de μ especificado para hormigón vaciado sobre acero estructural “laminado” se relaciona con el diseño de conexiones entre elementos de hormigón prefabricado, o entre elementos de acero estructural y elementos de hormigón estructural. La armadura de transferencia por corte pueden ser barras o conectores con cabeza, también es común la soldadura en terreno de placas de acero después del vaciado del hormigón. El diseño de conectores de corte para acción compuesta de losas de hormigón

CÓDIGO

11.7.5- La resistencia al corte V_n no debe tomarse mayor que $0.2f'_c A_c$ ni que $5.5 A_c$ en Newton, donde A_c es el área de la sección de hormigón que resiste la transferencia de corte.

11.7.6- La tensión de fluencia de diseño de la armadura de corte por fricción no debe exceder de 420 MPa.

11.7.7- La tracción neta a través del plano de corte debe ser resistida mediante armadura adicional. Se permite tomar la compresión neta permanente a través del plano de corte como aditiva de la fuerza en la armadura de corte por fricción $A_{vf}f_y$, al calcular el A_{vf} requerido.

COMENTARIO

y vigas de acero no está cubierto por estas disposiciones, pero debiera estar de acuerdo con la [referencia 11.35](#).

C11.7.5- Este límite superior para la resistencia al corte se especifica porque las [ecuaciones \(11-25\) y \(11-26\)](#) se vuelven inseguras cuando V_n tiene un valor mayor.

C11.7.7- Cuando una fuerza resultante de tracción actúa a través de un plano de corte, debe proporcionarse armadura para soportar dicha tracción, además del proporcionado por transferencia de corte. La tracción puede ser causada por restricción de deformaciones debidas a cambios de temperatura, fluencia lenta y retracción, etc. Dichas fuerzas de tracción resultantes han causado fallas, particularmente en apoyos de vigas.

Cuando un momento actúa sobre un plano de corte, los esfuerzos de tracción por flexión y los esfuerzos de compresión por flexión están en equilibrio. No hay cambio en la compresión resultante $A_{vf}f_y$ que actúa a través del plano de corte, y no cambia la resistencia a la transferencia de corte. No es necesario, por lo tanto, proporcionar armadura adicional para resistir los esfuerzos de tracción por flexión, a menos que la armadura de tracción por flexión requerida exceda de la cantidad de armadura por transferencia de corte proporcionada en la zona de tracción por flexión. Esto se ha demostrado experimentalmente [11.36](#).

También se ha demostrado experimentalmente [11.31](#) que, cuando una fuerza de compresión resultante actúa a través de un plano de corte, la resistencia a la transferencia de corte es una función de la suma de la fuerza de compresión resultante y de la fuerza

11.7.8- La armadura de corte por fricción debe colocarse apropiadamente a lo largo del plano de corte, y debe estar anclada para desarrollar la tensión de fluencia especificada en ambos lados mediante una longitud embebida en el hormigón, ganchos, o soldadura a dispositivos especiales.

11.7.9- Para los fines de la [sección 11.7](#), cuando se hormigona sobre hormigón previamente endurecido, la interfaz donde se produce la transferencia de corte debe estar limpia y libre de lechada. Cuando μ se supone igual a 1.0λ , la interfaz debe hacerse rugosa con una amplitud completa de aproximadamente 5 mm.

$A_v f_y$ en la armadura de corte por fricción. En el diseño debe aprovecharse la existencia de una fuerza de compresión a través del plano de corte, para reducir la cantidad requerida de armadura de corte por fricción, sólo cuando se tenga la certeza absoluta de que la fuerza de compresión es permanente.

C11.7.8- Cuando ningún momento actúa a través del plano de corte, la armadura deberá estar distribuida de manera uniforme a lo largo del plano de corte, para minimizar los anchos de las grietas. Cuando un momento actúa a través del plano de corte, se recomienda distribuir la armadura por transferencia de corte de manera que la mayor parte quede en la zona de tracción por flexión.

Puesto que la armadura de corte por fricción actúa en tracción, debe tener anclaje de tracción completo en ambos lados del plano de corte. Además, el anclaje de la armadura de corte por fricción debe enlazarse con la armadura primaria, de lo contrario puede presentarse una grieta potencial entre la armadura de corte por fricción y el cuerpo del hormigón. Este requisito se aplica particularmente a pernos con cabeza soldados, que se emplean con insertos de acero para conexiones en hormigón prefabricado y vaciado en obra. El anclaje puede desarrollarse por adherencia, por anclaje mecánico soldado, o mediante fijadores roscados e insertos de tornillos. Las limitaciones de espacio a veces requieren anclaje mecánico soldado. Para el anclaje de pernos con cabezas en el hormigón, véase la [referencia 11.16](#).

11.7.10- Cuando el corte se transfiere entre acero laminado y hormigón empleando pasadores con cabeza o barras de armadura soldadas, el acero debe estar limpio y libre de pintura.

11.8- Disposiciones especiales para elementos de gran altura sometidos a flexión

11.8.1- Las disposiciones de la sección 11.8 deben ser aplicadas a elementos con ℓ_n/d menor que 5 y que estén cargados en una de sus caras y soportados en su cara opuesta, de manera tal que puedan desarrollarse puntales de compresión entre las cargas y los apoyos. Véase también la [sección 12.10.6](#).

11.8.2- El diseño por corte de elementos simplemente apoyados de gran altura, sujetos a flexión, debe basarse en las [ecuaciones \(11-1\) y \(11-2\)](#), donde la resistencia al corte V_c debe cumplir con lo dispuesto en las [secciones 11.8.6 u 11.8.7](#) y la resistencia al corte V_s debe cumplir con lo señalado en la [sección 11.8.8](#).

11.8.3- El diseño por corte de elementos continuos de gran altura, sujetos a flexión, debe estar basado en lo señalado en las [secciones 11.1 a 11.5](#) con [11.8.5](#), en remplazo de [11.1.3](#), o en métodos que satisfagan los requisitos de resistencia y equilibrio. En ambos casos, el diseño debe también satisfacer lo dispuesto en las [secciones 11.8.4, 11.8.9 y 11.8.10](#).

C11.8- Disposiciones especiales para elementos de gran altura sometidos a flexión

C11.8.1- El comportamiento de una viga de gran altura se discute en las [Referencias 11.5 y 11.37](#). Para vigas de gran altura que soportan cargas gravitacionales, esta sección se aplicará si las cargas son aplicadas en la parte superior de la viga y ésta se apoya en su cara inferior. Si las cargas se aplican a los lados o por la parte inferior de cualquier elemento, el diseño por corte deberá ser igual que para vigas ordinarias.

La armadura longitudinal en elementos de gran altura sujetos a flexión deberá prolongarse a los apoyos y anclarse adecuadamente por medio de una longitud embebida, ganchos, o soldadura a dispositivos especiales.

C11.8.3- En una viga continua, la sección crítica para corte definida en la sección 11.8.5 ocurre en un punto donde M_u se aproxima a cero. Como resultado, el segundo término en la [ecuación \(11-29\)](#) llega a ser muy grande. Por esta razón, la [sección 11.8.3](#) exige que las vigas continuas de gran altura sean diseñadas por corte de acuerdo con los procedimientos regulares de diseño de vigas,

11.8.4- La resistencia al corte V_n para elementos de gran altura sujetos a flexión, no debe ser mayor que $(2\sqrt{f'_c}/3)b_w d$ cuando ℓ_n/d sea menor que 2. Cuando ℓ_n/d se encuentre entre 2 y 5:

$$V_n = \frac{1}{18} \left(10 + \frac{\ell_n}{d} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-27)$$

11.8.5- La sección crítica para el corte medida desde la cara del apoyo debe considerarse a una distancia de $0.15\ell_n$ para vigas cargadas uniformemente y a $0.50a$ para vigas con cargas concentradas, pero no mayor que d .

11.8.6- A menos que se efectúe un cálculo más detallado, de acuerdo con la [sección 11.8.7](#):

$$V_c = \left(\sqrt{f'_c} / 6 \right) b_w d \quad (11-28)$$

11.8.7- Se permite que la resistencia al corte V_c se determine mediante:

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left[\left(\sqrt{f'_c} + 120 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \div 7 \right] b_w d \quad (11-29)$$

excepto que se usa el [punto 11.8.5](#) en vez del punto [11.1.3](#) para definir la sección crítica. Para vigas cargadas uniformemente, el [punto 11.1.3](#) permite diseñar para el corte a una distancia d desde el apoyo. Este frecuentemente se aproximará a cero en vigas altas.

Como alternativa al diseño normal de vigas, se permiten métodos de diseño que satisfagan las condiciones de equilibrio y resistencia. Tales métodos se presentan en las [Referencias 11.37 y 11.38](#).

C11.8.7- A medida que disminuye la relación luz/altura de un elemento sin armadura en el alma, su resistencia al corte aumenta por sobre el corte que provoca el agrietamiento diagonal de tracción. Así, en la ecuación (11-29) se supone que el agrietamiento diagonal se presenta con la misma resistencia al corte que para las vigas comunes, pero el corte soportado por el hormigón será mayor que el corte que provoca el agrietamiento diagonal.

excepto que el término:

$$\left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right)$$

no debe exceder de 2.5 y V_c no debe considerarse mayor que $(\sqrt{f'_c}/2)b_w d$. M_u es el momento mayorado que se presenta simultáneamente con V_u en la sección crítica descrita en la [sección 11.8.5](#).

11.8.8- Cuando el esfuerzo de corte mayorado V_u excede a la resistencia al corte ϕV_c , debe proporcionarse armadura por corte para satisfacer las [ecuaciones \(11-1\)](#) y [\(11-2\)](#), donde la resistencia al corte V_s debe calcularse por medio de:

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{\ell_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{11 - \frac{\ell_n}{d}}{12} \right) \right] f_y d \quad (11-30)$$

donde A_v es el área de armadura por corte perpendicular a la armadura de tracción por flexión dentro de una distancia s , y A_{vh} es el área de armadura por corte paralela a la armadura por flexión dentro de una distancia s_2 .

11.8.9- El área de armadura por corte A_v no debe ser menor que $0.0015b_w s$, y s no debe exceder de $d/5$ ni de 500 mm.

11.8.10- El área de armadura horizontal por corte, A_{vh} , no debe ser menor que $0.0025b_w s_2$, y s_2 no debe exceder de $d/3$ ni de 500 mm.

11.8.11- La armadura por corte requerida en la sección crítica definida en [11.8.5](#) debe emplearse en toda la longitud de la luz.

Los diseñadores deben observar que el corte que excede del corte que provoca el agrietamiento diagonal puede provocar un agrietamiento de un ancho no visible, a menos que se proporcione armadura por corte.

C11.8.8- La inclinación del agrietamiento diagonal puede ser mayor de 45°; por consiguiente, en elementos de gran altura sujetos a flexión se requiere tanto la armadura por corte horizontal como vertical [11.39](#). Las cantidades relativas de refuerzo por corte horizontal y vertical que se han obtenido con la ecuación (11-30), pueden variar en tanto se observen los límites de cantidad y espaciamiento mínimos.

Debe prestarse especial atención al adecuado anclaje de la armadura por corte. La armadura horizontal en el alma debe extenderse hasta el apoyo y anclarse en la misma forma que la armadura por tracción.

C11.8.11- Con base en el análisis efectuado en las secciones críticas especificadas en la [sección 11.8.5](#), se puede determinar si el elemento requiere o no armadura por corte, en el primer caso es preciso que se utilice en toda la longitud del vano.

CÓDIGO

11.9- Disposiciones especiales para ménsulas y cartelas

11.9.1- Las disposiciones de la sección 11.9 deben aplicarse a ménsulas y cartelas con una razón luz de corte/altura, a/d , no mayor que la unidad y sujetas a un esfuerzo horizontal de tracción N_{uc} no mayor que V_u . La distancia d debe medirse en la cara del apoyo.

COMENTARIO

C11.9- Disposiciones especiales para ménsulas y cartelas

Las ménsulas y cartelas son voladizos que tienen razones luz de corte a altura no mayores que la unidad, que tienden a actuar como enrejados simples o vigas de gran altura más que como elemento a flexión diseñados por corte de acuerdo a la [sección 11.3](#).

La cartela que se muestra en la [figura C11.9.1](#) puede fallar por corte a lo largo de la interfase de la columna y la cartela, por fluencia de la amarra de tracción, por aplastamiento o hendidamiento del “punta” de compresión, o por falla localizada de aplastamiento o de corte bajo la placa de carga. Estos modos de falla se ilustran y examinan con mayor detalle en la [referencia 11.1](#). La notación empleada en la sección 11.9 se ilustra en la [figura C11.9.2](#).

C11.9.1- Se especifica un límite superior igual a uno para a/d por dos razones. Primero, para razones luz de corte a altura que exceden de la unidad, las grietas diagonales de tracción están menos inclinadas y no es apropiado el empleo solamente de estribos horizontales como lo especifica la [sección 11.9.4](#). Segunda, el método de diseño ha sido validado experimentalmente sólo para a/d igual a la unidad o menos. Se especifica un límite superior para N_{uc} ya que este método de diseño sólo se ha validado experimentalmente para N_{uc} menor o igual a V_u , incluyendo N_{uc} igual a cero.

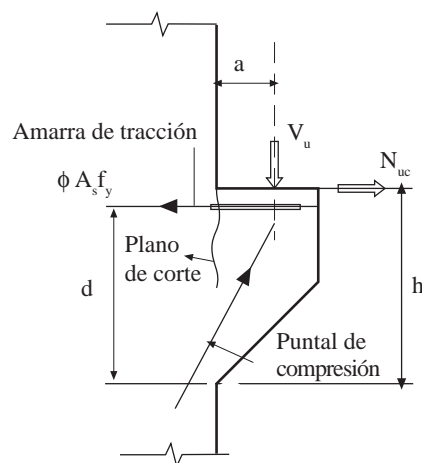


Fig. C11.9.1 Acción estructural de una cartelita.

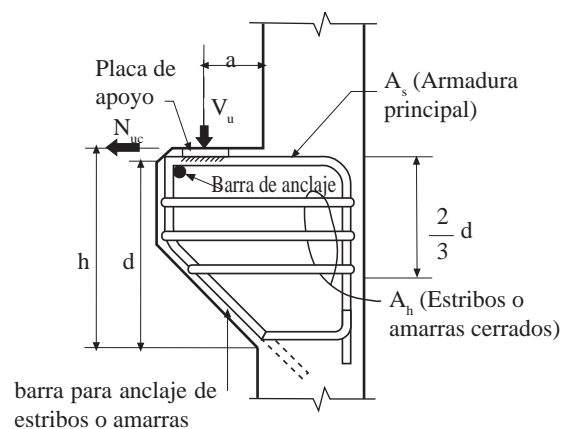


Fig. C11.9.2 Notación empleada en la sección 11.9

11.9.2- La altura en el borde exterior del área de apoyo no debe ser menor de **0.5d**.

C11.9.2- Se especifica una altura mínima en el borde exterior del área de apoyo para evitar la ocurrencia de una falla prematura, debido a una grieta importante de tracción diagonal que se propaga desde debajo del área de apoyo hacia la cara exterior inclinada de la cartelita o de la ménsula. Se han observado fallas prematuras de este tipo [11.40](#) en cartelitas con alturas en el borde exterior del área de apoyo menores que las especificadas en esta sección del código.

11.9.3- La sección en la cara del apoyo debe estar diseñada para resistir simultáneamente un esfuerzo de corte V_u , un momento $[V_u a + N_{uc}(h-d)]$ y un esfuerzo de tracción horizontal N_{uc} .

CÓDIGO

11.9.3.1- En todos los cálculos de diseño de acuerdo con la [sección 11.9](#), el factor de reducción de resistencia ϕ debe tomarse igual a 0.85.

11.9.3.2- El diseño de la armadura de corte por fricción A_{vf} para resistir el esfuerzo de corte V_u , debe cumplir con lo especificado en la [sección 11.7](#).

11.9.3.2.1- Para hormigón de densidad normal, la resistencia al corte V_n no debe tomarse mayor que $0.2f'_c b_w d$, ni de $5.5b_w d$ en Newton.

11.9.3.2.2- Para el hormigón liviano en todos sus componentes u hormigón liviano con arena de peso normal, la resistencia al corte V_n no debe tomarse mayor que $(0.2 - 0.07a/d)f'_c b_w d$ ni que $(5.5 - 1.9a/d)b_w d$ en Newton.

11.9.3.3- La armadura A_f para resistir el momento $[V_u a + N_{uc}(h-d)]$ debe calcularse de acuerdo con las [secciones 10.2 y 10.3](#).

11.9.3.4- La armadura A_n para resistir el refuerzo de tracción N_{uc} debe determinarse de $N_{uc} \leq \phi A_n f_y$. El esfuerzo de tracción N_{uc} no debe tomarse menor que $0.2V_u$, a menos que se tomen disposiciones especiales para evitar los esfuerzos de tracción. El esfuerzo de tracción N_{uc} debe considerarse como una sobrecarga aún cuando la tracción resulte de fluencia lenta, retracción, o cambio de temperatura.

11.9.3.5- El área de la armadura de tracción primaria A_s , debe hacerse igual al mayor valor entre $(A_f + A_n)$ y $(2A_{vf}/3 + A_n)$.

COMENTARIO

C11.9.3.1- El comportamiento de cartelas y ménsulas lo controla principalmente el corte; por lo tanto, para todas las condiciones de diseño se especifica un solo valor de $\phi=0.85$.

C11.9.3.2.2- Los ensayos^{11.41} han demostrado que la resistencia máxima al corte de ménsulas o cartelas hechas de hormigón liviano es función tanto de f'_c como de a/d . No se dispone de datos para cartelas o ménsulas hechas de hormigón liviano con arena de peso normal. Como resultado, se han aplicado las mismas limitaciones en ménsulas y cartelas tanto de hormigón liviano en todos sus componentes como en hormigón liviano con arena de peso normal.

C11.9.3.3- La armadura requerida para resistir momentos puede calcularse aplicando la teoría ordinaria de flexión. El momento mayorado se calcula sumando momentos alrededor de la armadura de flexión en la cara del apoyo.

C11.9.3.4- Debido a que la magnitud de las fuerzas horizontales que actúan sobre cartelas o ménsulas usualmente no puede determinarse con mucha precisión, se especifica que N_{uc} debe considerarse como sobrecarga.

C11.9.3.5- Los ensayos^{11.41} indican que la cantidad total de armadura ($A_s + A_h$) que debe cruzar la cara del apoyo, debe ser la mayor entre:

- (a) La suma de A_{vf} calculada de acuerdo con la [sección 11.9.3.2](#) y de A_n calculada de acuerdo con la [sección 11.9.3.4](#).

(b) La suma de 1.5 veces (A_p) calculada de acuerdo con la sección 11.9.3.3 y A_n calculada de acuerdo con la [sección 11.9.3.4](#).

Cuando controla (a), se requiere $A_s = (2A_{vf}/3 + A_n)$ como armadura principal de tracción, y el restante $A_{vf}/3$ debe suministrarse como estribos cerrados paralelos a A_s distribuidos dentro de $(2/3)d$, adyacente a A_s . La sección 11.9.4 satisface esto al requerir $A_h = 0.5(2A_{vf}/3)$.

Cuando (b) controla, se requiere $A_s = (A_f + A_n)$ como armadura principal de tracción, y el restante $A_f/2$ debe suministrarse como estribos cerrados paralelos a A_s y distribuido dentro de $(2/3)d$, adyacente a A_s . Nuevamente [11.9.4](#) satisface estos requerimientos.

11.9.4- Deben distribuirse uniformemente dentro de dos tercios de la altura efectiva adyacente a A_s estribos cerrados o amarras paralelas a A_s , con un área total A_h no menor que $0.5(A_s - A_n)$.

C11.9.4- Los estribos cerrados paralelos a la armadura principal de tracción se necesitan para evitar una falla prematura de tracción diagonal de la cartela o ménsula. El área requerida de estribos cerrados $A_h = 0.5(A_s - A_n)$ automáticamente proporciona las cantidades apropiadas, como se examina en el [comentario 11.9.3.5](#).

11.9.5- La cuantía $\rho = A_s/bd$ no debe ser menor que $0.04(f'_c/f_y)$.

C11.9.5- Se especifica una cantidad mínima de armadura para evitar la posibilidad de una falla súbita, en caso de que la ménsula o la cartela se agriete bajo la acción del momento de flexión y la fuerza externa de tracción N_{uc} .

11.9.6- En la cara frontal de una ménsula o cartela, la armadura principal de tracción A_s debe anclarse de acuerdo con uno de los métodos siguientes: (a) Mediante soldadura estructural a una barra transversal de por lo menos el mismo diámetro; la soldadura debe diseñarse para desarrollar la tensión de fluencia especificada f_y de las barras A_s . (b) Mediante doblado de las barras principales de tracción A_s para formar un lazo horizontal o, (c) Mediante algún otro medio de anclaje activo.

C11.9.6- Puesto que la componente horizontal del “puntal” inclinado de hormigón en compresión (véase la [figura C11.9.1](#)) es transferido a la armadura principal de tracción en la ubicación de la carga vertical, la armadura A_s es solicitada esencialmente de manera uniforme desde la cara del apoyo hasta el punto donde se aplica la carga vertical. Debe, por lo tanto, estar anclada en su extremo exterior y en la columna de apoyo, de manera que sea capaz de desarrollar su tensión de fluencia desde la cara del apoyo hasta la carga vertical. Puede obtenerse

un anclaje satisfactorio en el extremo exterior doblando las barras A_s en un aro horizontal como se especifica en (b) o soldando una barra de diámetro igual, o un ángulo de tamaño adecuado a través de los extremos de las barras A_s . Las soldaduras deben estar diseñadas para desarrollar la resistencia a la fluencia de la armadura. El detalle de la soldadura empleada exitosamente en los ensayos de cartelas, mencionados en la referencia 11.41, se muestra en la Fig. C11.9.6. La armadura A_s debe estar anclada dentro de la columna de apoyo de acuerdo con los requisitos del [capítulo 12](#). Véase la discusión adicional sobre anclaje terminal en la sección de [Comentarios 12.10.6](#).

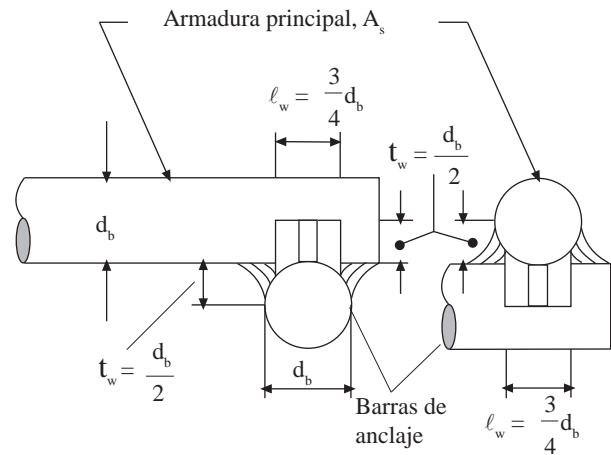


Fig. C11.9.6 Detalle de soldadura empleada en los ensayos de la referencia 11.38.

11.9.7- El área de apoyo de la carga sobre una ménsula o cartela no debe proyectarse más allá de la porción recta de las barras principales de tracción A_s , ni proyectarse más allá de la cara interior de la barra transversal de anclaje (cuando ésta exista).

C11.9.7- La restricción sobre la ubicación del área de apoyo es necesaria para asegurar el desarrollo de la tensión de fluencia de la armadura A_s , cerca de la carga. Cuando se diseñan ménsulas para resistir fuerzas horizontales, la placa de apoyo debe estar soldada a la armadura de tracción A_s .

11.10- Disposiciones especiales para muros

11.10.1- El diseño por esfuerzos de corte perpendiculares a la cara del muro debe hacerse según lo es-

C11.10- Disposiciones especiales para muros

C11.10.1- El corte en el plano del muro es importante principalmente para muros de corte con una

CÓDIGO

tipulado en las disposiciones para losas de la [sección 11.12](#). El diseño por esfuerzos de corte horizontal en el plano del muro debe hacerse de acuerdo con las disposiciones de las [secciones 11.10.2 a 11.10.8](#).

11.10.2- El diseño de la sección horizontal por corte en el plano del muro debe estar basado en las [ecuaciones \(11-1\) y \(11-2\)](#), donde la resistencia al corte V_c debe estar de acuerdo con las secciones 11.10.5 u 11.10.6, y la resistencia al corte V_s debe cumplir con lo estipulado en la [sección 11.10.9](#).

11.10.3- La resistencia al corte V_n en cualquier sección horizontal para corte en el plano del muro no debe considerarse mayor que $(5\sqrt{f'_c}/6)hd$.

11.10.4- Para el diseño por esfuerzo de corte horizontal en el plano del muro, d debe considerarse igual a $0.8 \ell_w$. Se permite utilizar un valor mayor de d , igual a la distancia de la fibra extrema en compresión a la resultante de las fuerzas de toda la armadura en tracción, cuando la ubicación de la resultante se determine por un análisis de compatibilidad de deformaciones.

11.10.5- A menos que se haga un cálculo más detallado de acuerdo con la sección 11.10.6, la resistencia al corte V_c no se debe considerar mayor que $(\sqrt{f'_c}/6)hd$ para muros sujetos a N_u en compresión, ni V_c debe considerarse mayor que el valor dado en la sección 11.3.2.3 para muros sujetos a N_u en tracción.

COMENTARIO

pequeña razón altura/longitud. El diseño de muros altos, en particular de aquéllos que tienen armadura uniformemente distribuida, estará probablemente controlado por consideraciones de flexión.

C11.10.3- Aunque la razón ancho/altura de los muros de corte es menor que la de las vigas comunes, los ensayos [11.42](#) efectuados en muros de corte con un espesor igual a $\ell_w/25$ han indicado que pueden obtenerse esfuerzos de corte últimos sobre $5\sqrt{f'_c}/6$.

C11.10.5 y C11.10.6- Las [ecuaciones \(11-31\) y \(11-32\)](#) pueden usarse para determinar la resistencia al agrietamiento inclinado en cualquier sección a través de un muro de corte. La [ecuación \(11-31\)](#) corresponde a la existencia de un esfuerzo principal de tracción de aproximadamente $\sqrt{f'_c}/3$ en el centroide de la sección transversal del muro de corte. La [ecuación \(11-32\)](#) corresponde aproximadamente a la existencia de un esfuerzo de tracción

CÓDIGO

11.10.6- Se permite calcular la resistencia al corte V_c por medio de las ecuaciones (11-31) y (11-32), donde V_c debe ser el menor de los valores de las ecuaciones (11-31) o (11-32).

$$V_c = \left(\sqrt{f'_c} / 4 \right) h d + \frac{N_u d}{4 \ell_w} \quad (11-31)$$

ó

$$V_c = \left\{ \left[\sqrt{f'_c} / 2 + \frac{\ell_w \left(\sqrt{f'_c} + 2 \frac{N_u}{\ell_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] \div 10 \right\} h d \quad (11-32)$$

donde N_u es negativo para tracción. Cuando $(M_u/V_u - \ell_w/2)$ es negativo, no se debe aplicar la ecuación (11-32).

11.10.7- Se permite que las secciones situadas más cerca de la base del muro que una distancia $\ell_w/2$ ó $1/2$ de la altura del muro, la que sea menor, sean diseñadas para el mismo V_c calculado para una distancia $\ell_w/2$ ó $1/2$ de la altura.

11.10.8- Cuando el esfuerzo de corte mayorado V_u sea menor que $\phi V_c/2$, la armadura debe proporcionarse según lo estipulado en la [sección 11.10.9](#), o en el capítulo 14. Cuando V_u sea mayor que $\phi V_c/2$, la armadura del muro para resistir el corte debe proporcionarse según lo estipulado en la [sección 11.10.9](#).

COMENTARIO

por flexión de $\sqrt{f'_c}/2$ en una sección $\ell_w/2$ arriba de la sección que se investiga. Como la expresión:

$$\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2} \right)$$

disminuye, la ecuación (11-31) controlará antes de que esta expresión llegue a ser negativa. Cuando este término llega a ser negativo se debe usar la ecuación (11-31).

C11.10.7- Los valores de V_c calculados con las ecuaciones (11-31) y (11-32) en una sección localizada a una distancia $\ell_w/2$ o $h_w/2$ (la que sea menor) arriba de la base se aplica a esa y a todas las secciones entre esta sección y la base. Sin embargo, el esfuerzo de corte mayorado máximo V_u en cualquier sección, incluyendo la base del muro, está limitado a ϕV_n de acuerdo con la [sección 11.10.3](#).

CÓDIGO

11.10.9- Diseño de la armadura por corte para muros.

11.10.9.1- Cuando el esfuerzo de corte mayorado V_u exceda la resistencia por corte ϕV_c , la armadura por corte horizontal debe proporcionarse para satisfacer las ecuaciones (11-1) y (11-2), donde la resistencia al corte V_s se debe calcular por medio de:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s_2} \quad (11-33)$$

donde A_v es el área de armadura por corte horizontal dentro de una distancia s_2 , y la distancia d está de acuerdo con la sección 11.10.4. La armadura por corte vertical debe proporcionarse de acuerdo con la sección 11.10.9.4.

11.10.9.2- La cuantía ρ_h , razón entre la armadura por corte horizontal y el área de la sección vertical total de hormigón, no debe ser menor que 0.0025.

11.10.9.3- El espaciamiento de la armadura por corte horizontal s_2 no debe exceder de $\ell_w/5$, $3h$, ni de 500 mm.

11.10.9.4- La cuantía ρ_n , razón entre la armadura por corte vertical y el área de la sección horizontal total de hormigón, no debe ser menor que:

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad (11-34)$$

ni menor que 0.0025, pero no necesita ser mayor que la armadura horizontal por corte requerida.

11.10.9.5- El espaciamiento de la armadura vertical por corte, s_1 no debe exceder de $\ell_w/3$, $3h$, ni de 500 mm.

COMENTARIO

C11.10.9- Diseño de la armadura por corte para muros

Para todo muro se requiere armadura por corte, tanto vertical como horizontal. Para muros bajos, los datos de ensayos^{11.43} indican que la armadura por corte horizontal se vuelve menos efectiva, haciéndose más efectiva la armadura vertical. La ecuación (11-34) reconoce este cambio de efectividad de la armadura horizontal versus la vertical; cuando h_w/ℓ_w es menor que 0.5 la cantidad de refuerzo vertical es igual a la cantidad de refuerzo horizontal. Cuando h_w/ℓ_w es mayor que 2.5, sólo se requiere una cantidad mínima de armadura vertical ($0.0025 s_1 h$).

La ecuación (11.33) se presenta en términos de resistencia al corte V_s proporcionada por la armadura horizontal por corte para su aplicación directa en las ecuaciones (11-1) y (11-2).

La armadura vertical por corte también debe proporcionarse de acuerdo con la sección 11.10.9.4 dentro de las limitaciones para el espaciamiento de la sección 11.10.9.5.

CÓDIGO

11.11- Transmisión de momentos a columnas

11.11.1- Cuando la carga por gravedad, viento, sismo u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momento en las conexiones de los elementos del marco a las columnas, el corte que se derive de la transmisión de momento debe tomarse en consideración en el diseño de la armadura transversal de las columnas.

11.11.2- Excepto para las conexiones que no forman parte de un sistema primario resistente a cargas sísmicas y que están confinadas en cuatro lados por vigas o losa de altura aproximadamente igual, las conexiones deben tener armadura transversal no menor a la requerida por la [ecuación \(11-13\)](#) dentro de la columna a una profundidad no menor que la que tenga la conexión más alta de los elementos del marco a las columnas. Ver también la [sección 7.9](#).

11.12- Disposiciones especiales para losas y zapatas

11.12.1- La resistencia al corte de losas y zapatas en la cercanía de las columnas, de las cargas concentradas o de las reacciones está regida por la más severa de las siguientes dos condiciones:

11.12.1.1- Comportamiento como viga en donde cada una de las secciones críticas que van a investigarse se extienden en un plano a través del

COMENTARIO

C11.11- Transmisión de momentos a columnas

C11.11.1- Los ensayos [11.44](#) han mostrado que la zona de unión de una conexión viga-columna en el interior de un edificio no necesita armadura por corte si dicha unión se confina en los cuatro lados por vigas de altura aproximadamente igual. Sin embargo, las uniones sin confinamiento lateral, tales como las existentes en el exterior de los edificios, necesitan armadura por corte para prevenir el deterioro debido al agrietamiento por corte [11.45](#)

En zonas en que puedan ocurrir sismos intensos es necesario que las uniones resistan varias inversiones de carga que puedan desarrollar la capacidad de flexión de las vigas adyacentes. Véase el [capítulo 21](#) para consultar las disposiciones especiales de diseño sísmico.

C11.12- Disposiciones especiales para losas y zapatas

C11.12.1- Es necesario diferenciar entre una losa o zapata larga y angosta que actúe como viga, y una losa o zapata sujeta a esfuerzos en dos direcciones en la cual la falla pueda ocurrir por “punzonamiento” a lo largo de una pirámide o cono truncado alrededor de una carga concentrada o zona de reacción.

ancho total. Para el comportamiento como viga, la losa o la zapata deben diseñarse de acuerdo con las secciones 11.1 a la 11.5.

11.12.1.2- Comportamiento en dos direcciones en donde cada una de las secciones críticas que van a investigarse deben estar localizadas de modo que su perímetro b_o es un mínimo, pero no necesita aproximarse más cerca de $d/2$ de:

- (a) los bordes o las esquinas de las columnas, cargas concentradas, o áreas de reacción, o
- (b) los cambios en la altura de la losa, tales como los bordes de capiteles o ábacos.

Para losas o zapatas con comportamiento en dos direcciones, el diseño debe estar de acuerdo con las secciones 11.12.2 a la 11.12.6.

11.12.1.3- Para columnas cuadradas o rectangulares, cargas concentradas, o áreas de reacción, se permiten secciones críticas con cuatro lados rectos.

11.12.2- El diseño de una losa o una zapata con comportamiento en dos direcciones está basado en las ecuaciones (11-1) y (11-2). V_c debe ser calculado de acuerdo con las secciones 11.12.2.1, 11.12.2.2, u 11.12.3.1. V_s debe ser calculado de acuerdo con la sección 11.12.3. Para losas con conectores de

C11.12.1.2- La sección crítica para el corte en losas en dos direcciones sujetas a flexión sigue el perímetro del borde de la zona de carga.^{11.3} El esfuerzo de corte que actúa en esta sección para las cargas mayoradas es una función de $\sqrt{f'_c}$, y de la razón de la dimensión lateral de la columna al espesor efectivo de la losa. Una ecuación de diseño mucho más simple resulta suponiendo una sección seudocrítica, localizada en una distancia $d/2$ a partir de la periferia de la carga concentrada. Cuando esto se hace, la resistencia al corte es, entonces, independiente de la razón entre el tamaño de la columna y el espesor de la losa. Para columnas rectangulares, esta sección crítica fue definida por líneas paralelas y a una distancia $d/2$ de los bordes de área de carga. La sección 11.12.1.3 permite el uso de una sección crítica rectangular.

Para losas de espesor uniforme es suficiente verificar el corte en una sección. Para losas con cambios en el espesor, como sucede por ejemplo en los bordes de ábacos, es necesario verificar el corte en varias secciones.

Para las columnas de borde, en donde la losa se extiende en voladizo más allá de la columna, el perímetro crítico será o bien de tres o bien de cuatro lados.

corte, V_n debe estar de acuerdo con la [sección 11.12.4](#). Cuando el momento es transferido entre una losa y una columna, debe aplicarse la [sección 11.12.6](#).

11.12.2.1- Para losas y zapatas no pretensadas, V_c debe ser el menor de:

$$(a) \quad V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d / 6 \quad (11-35)$$

donde β_c es la razón del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada, o el área de reacción,

$$(b) \quad V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} b_o d / 12 \quad (11-36)$$

donde α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas en esquina, y

$$(c) \quad V_c = \sqrt{f'_c} b_o d / 3 \quad (11-37)$$

11.12.2.2- En columnas de losas y zapatas pretensadas en dos direcciones que cumplan con los requisitos de la [sección 18.9.3](#)

$$V_c = \left(\beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}\right) b_o d + V_p \quad (11-38)$$

C11.12.2.1- Para columnas cuadradas, el esfuerzo por corte debido a las cargas últimas en losas sujetas a flexión en dos direcciones está limitado a $\sqrt{f'_c}/3$. No obstante, los ensayos^{11.46} han indicado que el valor de $\sqrt{f'_c}/3$ no es conservador cuando la relación β_c de las longitudes de los lados largo y corto de una columna rectangular o de un área cargada, es mayor que 2.0. En tales casos, el esfuerzo real por corte en la sección crítica en la falla de corte por punzonamiento varía desde un máximo de aproximadamente $\sqrt{f'_c}/3$ alrededor de las esquinas de una columna o un área cargada, hasta $\sqrt{f'_c}/6$ o menos a lo largo de los lados entre las dos secciones extremas. Otros ensayos^{11.47} indican que V_c disminuye a medida que se incrementa la relación b_o/d . Las ecuaciones (11-35) y (11-36) fueron desarrolladas para tomar en cuenta estos dos efectos. Las palabras “interior, de borde, o de esquina” en la sección 11.12.2.1 (b) se refieren a las secciones críticas con 4, 3 ó 2 lados, respectivamente.

Para formas distintas de las rectangulares, β_c se toma como la razón entre la dimensión más larga del área cargada y la mayor dimensión del área cargada medida perpendicularmente a la primera, tal como se ilustra para una área de reacción en forma de “L” en la [Fig. C11.12.2](#). El área efectiva cargada es aquella que encierra totalmente el área real, y para la cual el perímetro es mínimo.

C11.12.2.2- Para losas y zapatas pretensadas, se especifica una forma modificada de las ecuaciones (11-35) y (11-36) para la resistencia al corte cuando la losa trabaja en dos direcciones. Las investigaciones^{11.48, 11.49} indican que la resistencia al corte de losas pretensadas en dos direcciones alrededor de columnas interiores puede predecirse conservadoramente por la ecuación (11-38). V_c de

CÓDIGO

donde β_p es el menor entre 0.29 y $(\alpha_s d/b_o + 1.5)/12$, α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina, b_o es el perímetro de la sección crítica definido en la [sección 11.12.1.2](#), f_{pc} es el valor promedio de f_{pc} para las dos direcciones, y V_p es la componente vertical de todas las fuerzas efectivas de pretensado que cruzan la sección crítica. Se permite calcular V_c con la [ecuación \(11-38\)](#) si se satisface lo siguiente; en caso contrario se debe aplicar la [sección 11.12.2.1](#):

- (a) ninguna porción de la sección transversal de una columna debe estar más cerca a un borde discontinuo que 4 veces el espesor de la losa, y
- (b) f'_c en la [ecuación \(11-38\)](#) no debe tomarse mayor que 35 MPa y
- (c) f_{pc} en cada dirección no debe ser menor que 0.9 MPa, ni tomarse mayor que 3.5 MPa.

COMENTARIO

la [ecuación \(11-36\)](#) corresponde a una falla por tracción diagonal del hormigón que se inicia en la sección crítica definida en [11.12.1.2](#). El modo de la falla difiere de una falla de corte por punzonamiento de la zona de compresión del hormigón alrededor del perímetro del área cargada pronosticada por la [ecuación \(11-35\)](#). Consecuentemente, el término β_c no entra en la [ecuación \(11-38\)](#). Los valores de diseño para f'_c y f_{pc} están restringidos debido a los limitados datos de ensayos de que se dispone para valores más altos. Al calcular f_{pc} , debe tomarse en cuenta la pérdida de pretensado debida a restricciones de la losa por muros de corte y otros elementos estructurales.

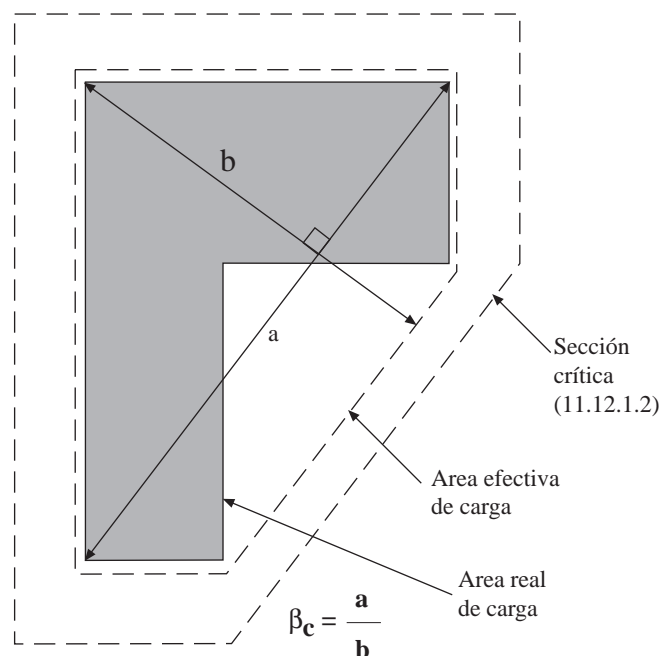


Fig. C11.12.2 Valores de β_c para un área de carga no rectangular.

En una losa pretensada con cables distribuidos, el término V_p en la [ecuación \(11-38\)](#) contribuye sólo en una pequeña medida a la resistencia al corte; por lo tanto, puede tomarse conservadoramente como cero. Si V_p es incluido, debe especificarse el perfil de los cables supuesto en los cálculos.

11.12.3- Se permite emplear armadura de corte consistente en barras o alambres en losas y zapatas de acuerdo con las secciones 11.12.3.1 y 11.12.3.2.

11.12.3.1- V_n debe calcularse por la ecuación (11-2), donde V_c no debe tomarse mayor que $\sqrt{f'_c} b_o d / 6$, y el área requerida de armadura por corte A_v y V_s deben calcularse de acuerdo con la sección 11.5, y debe anclarse de acuerdo con la sección 12.13.

11.12.3.2- V_n no debe considerarse mayor que $0.5\sqrt{f'_c} b_o d$.

Para un apoyo de columna exterior donde la distancia desde el exterior de la columna al borde de la losa es menor que cuatro veces el espesor de la losa, el pretensado no es completamente efectivo alrededor del perímetro total b_o de la sección crítica. Por lo tanto, la resistencia al corte en este caso se toma conservadoramente igual que para una losa no pretensada.

C11.12.3- La investigación ha demostrado que la armadura por corte consistente de barras o alambres puede usarse en losas a condición de que la armadura esté bien anclada. El detalle del anclaje usado en los ensayos se muestra en la Fig. C11.12.3(a). Los anclajes de estribos de acuerdo con los requisitos de la [sección 12.13](#) pueden ser difíciles en losas de altura menor de 250 mm. Para tales losas delgadas, sólo deberán usarse estribos si son cerrados y encierran una barra longitudinal en cada esquina. Se ha usado exitosamente armadura por corte que consiste de barras verticales mecánicamente ancladas en cada extremo por medio de una placa o cabezal capaz de desarrollar la tensión de fluencia de las barras.

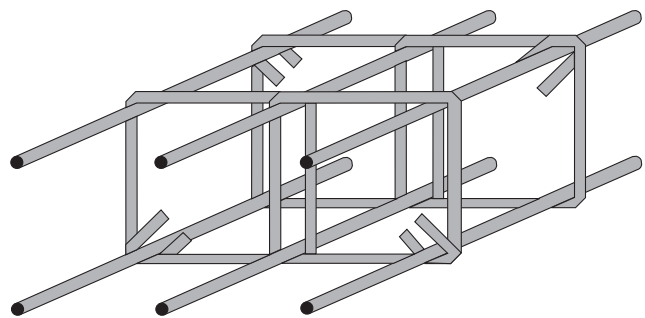


Fig. C11.12.3 (a). Estribos en la losa.

En una unión losa-columna en la cual la transferencia de momento es despreciable, la armadura por corte debe ser simétrica alrededor del centroide de la sección crítica en relación a la localización, número y espaciamiento de estribos, tal como se muestra en la [Fig. C11.12.3. \(b\)](#). En columnas de borde,

o en el caso de columnas interiores, con transferencia de momento, la armadura por corte debe ser tan simétrica como sea posible. Aunque los esfuerzos por corte promedio en las caras AD y BC de la columna exterior en la Fig. C11.12.3. (c) son menores que en la cara AB, los estribos que se extienden desde las caras AD y BC refuerzan contra los esfuerzos por torsión en la franja de la losa a lo largo del borde.

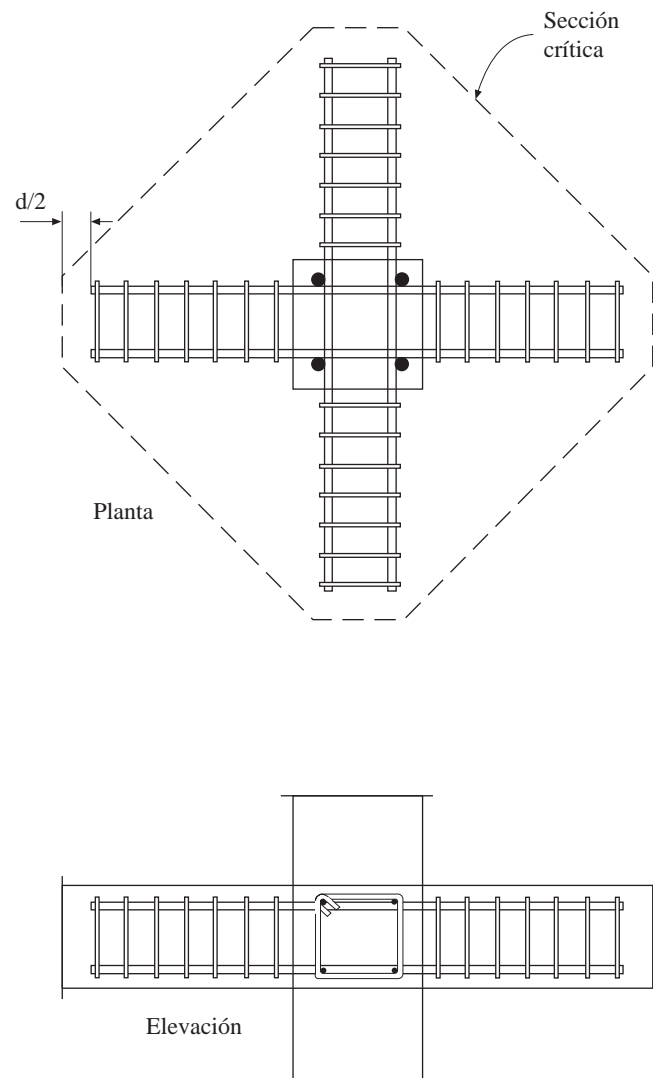


Fig. C11.12.3 (b) Disposición de estribos de corte, columna interior.

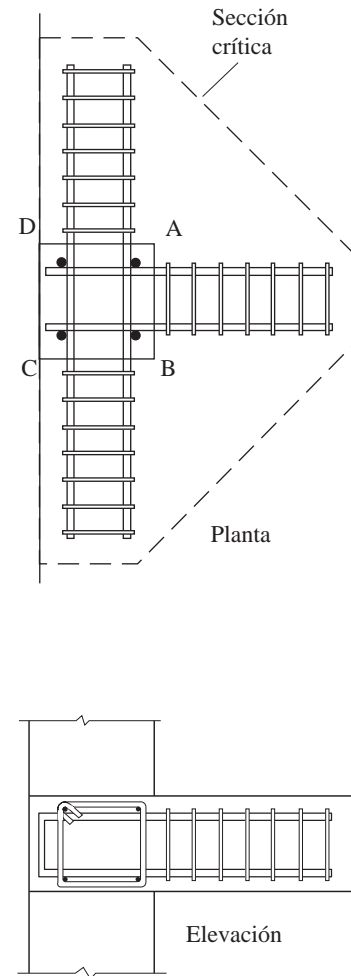


Fig. C11.12.3 (c) Disposición de estribos de corte, columna de borde.

Cuando se dispongan barras o alambres como armadura de corte, la resistencia al corte puede incrementarse a un esfuerzo de corte máximo de $\sqrt{f'_c}/2$. Sin embargo, la armadura de corte se debe diseñar para soportar todo el corte en exceso de un esfuerzo de $\sqrt{f'_c}/6$ ^{11.50}.

11.12.4- Se permite emplear armadura por corte consistente en vigas I o canales de acero (conector de corte) en losas. Las disposiciones de las [secciones 11.12.4.1 a 11.12.4.9](#) deben aplicarse cuando el corte por carga gravitacional se transmite en los apoyos de las columnas interiores. Cuando el mo-

C11.12.4- Sobre la base de los datos de ensayos reportados ^{11.51}, se presentan procedimientos de diseño para conectores de corte consistentes en perfiles de acero estructural. Para la conexión de una columna, que transfiere momentos, el diseño de los conectores de corte está dado en [11.12.6.3](#).

mento se transfiere a las columnas debe aplicarse la [sección 11.12.6.3](#).

11.12.4.1- Cada conector de corte debe consistir en perfiles de acero soldados con soldadura de penetración completa formando ramas idénticas en ángulo recto. Las ramas del conector de corte no deben interrumpirse dentro de la sección de la columna.

11.12.4.2- La altura del conector de corte no debe ser mayor que 70 veces el espesor del alma del perfil de acero.

11.12.4.3- Se permite cortar los extremos de las ramas de cada conector de corte en ángulos no menores que 30° con la horizontal, siempre que el momento plástico resistente de la sección variable restante sea adecuado para resistir la fuerza de corte atribuida a esa rama del conector de corte.

11.12.4.4- Todas las alas de compresión de los perfiles de acero deben localizarse dentro de **0.3d** de la superficie en compresión de la losa.

11.12.4.5- La razón α_v entre la rigidez de cada rama del conector de corte y la rigidez de la sección de la losa compuesta agrietada que lo rodea, de un ancho ($c_2 + d$), no debe ser menor que 0.15.

11.12.4.6- El momento plástico resistente M_p , requerido para cada rama del conector de corte, debe calcularse de acuerdo con:

$$\phi M_p = \frac{V_u}{2\eta} \left[h_v + \alpha_v \left(\ell_v - \frac{c_1}{2} \right) \right] \quad (11-39)$$

donde ϕ es el factor de reducción de resistencia para flexión, η es el número de ramas y ℓ_v es la longitud mínima de cada rama del conector de corte requerida para cumplir con los requisitos de las [secciones 11.12.4.7](#) y [11.12.4.8](#).

En el diseño de conectores de corte para conexiones que transfieren cortes debido a cargas gravitacionales, deben considerarse tres criterios básicos. Primero, debe proporcionarse una resistencia mínima a la flexión con objeto de garantizar que se alcance la resistencia requerida a corte de la losa antes que se exceda la resistencia a flexión del conector de corte. Segundo, debe limitarse el esfuerzo corte en la losa, en el extremo del conector de corte. Tercero, después de satisfacerse estos dos requisitos, el proyectista puede reducir la armadura negativa de la losa proporsionalmente a la contribución de momento del conector de corte en la sección de diseño.

C11.12.4.5 y C11.12.4.6- La distribución idealizada de corte asumida a lo largo de un brazo del conector de corte en una columna interior se muestra en la [Fig. C11.12.4.5](#). El corte a lo largo de cada una de las ramas se toma como $\alpha_v V_c / \eta$, donde α_v y η se definen en las secciones 11.12.4.5 y 11.12.4.6, y V_c se define en la [sección 11.12.2.1](#). Sin embargo, el corte máximo en la cara de la columna se toma como el total del corte considerado por rama $V_u / \phi \eta$ menos el corte soportado en la columna por la zona de compresión del hormigón de la losa. El último término se expresa como $(V_c / \eta)(1 - \alpha_v)$, de tal modo que se acerca a cero para un conector de corte fuerte, y se aproxima a $V_u / \phi \eta$ cuando se utiliza un conector de corte ligero. La ecuación (11-39) se deduce entonces de la suposición de que el esfuerzo de corte que causa el agrietamiento inclinado V_c es aproximadamente la mitad del esfuerzo de corte V_u .

En esta ecuación, M_p es la resistencia al momento plástico requerida de cada brazo del conector de corte para asegurar que se alcanza el corte último en el instante en que se alcanza la resistencia a momento del conector de corte. La cantidad ℓ_v es la distancia desde el centro de la columna al punto en el cual ya no son necesarios los conectores de corte, y la distancia $c_1/2$ es la mitad de la dimensión de la columna en la dirección considerada.

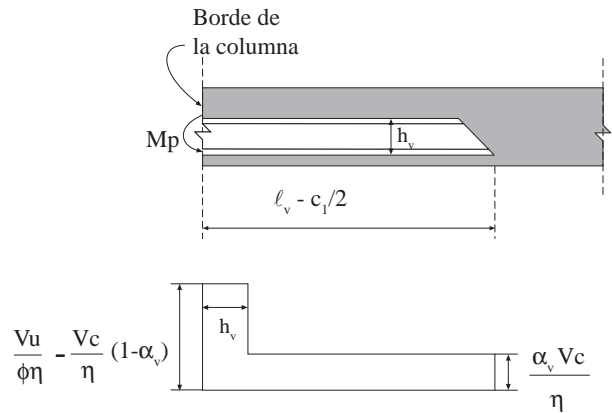


Fig. C11.12.4.5 Corte idealizado que actúa en el conector de corte.

11.12.4.7- La sección crítica de la losa para el corte debe ser perpendicular al plano de ella y debe atravesar cada rama del conector de corte a $3/4$ de la distancia $[\ell_v - (c_1/2)]$ desde la cara de la columna hasta el extremo de la rama del conector de corte. La sección crítica debe localizarse de tal forma que su perímetro b_o sea mínimo, pero no necesita estar más próximo que el perímetro definido en la [sección 11.12.1.2\(a\)](#).

C11.12.4.7- Los resultados de ensayos indican que las losas que contienen conectores de corte “subarmados” fallan en una sección crítica ubicada en el extremo del conector de corte, con un esfuerzo de corte menor que $\sqrt{f'_c}/3$. Aunque el uso de conectores de corte “sobreamados” elevó la resistencia al corte hasta aproximadamente el equivalente de $\sqrt{f'_c}/3$, datos limitados de ensayos sugieren que es útil hacer un diseño conservador. Por consiguiente, la resistencia al corte se calcula como $\sqrt{f'_c}/3$ en una sección crítica supuesta, localizada dentro del extremo del conector de corte.

La sección crítica se considera a lo largo de los brazos del conector de corte a $3/4$ de la distancia $[\ell_v - (c_1/2)]$ desde la cara de la columna al extremo del conector de corte. Sin embargo, esta sección crítica supuesta no necesita tomarse más cerca que a $d/2$ de la columna. Véase [Fig. C11.12.4.7](#).

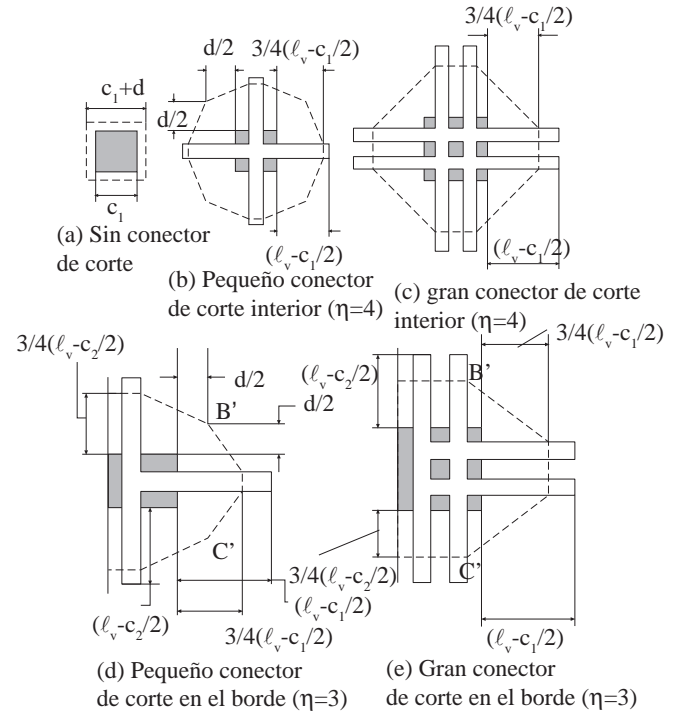


Fig. C11.12.4.7 Localización de la sección crítica definida en la sección 11.12.4.7.

11.12.4.8- V_n no debe considerarse mayor que $(\sqrt{f'_c}/3)b_o d$ en la sección crítica definida en 11.12.4.7. Cuando se proporciona un conector de corte, la resistencia al corte V_n no se debe considerar mayor que $0.6\sqrt{f'_c}b_o d$ en la sección crítica definida en la [sección 11.12.1.2\(a\)](#).

11.12.4.9- El momento resistente M_v contribuido a cada franja de columna de la losa por un conector de corte no debe tomarse mayor que:

$$M_v = \frac{\phi \alpha_v V_u}{2\eta} \left(\ell_v - \frac{c_1}{2} \right) \quad (11-40)$$

donde ϕ es el factor de reducción de resistencia para flexión, η es el número de ramas y ℓ_v es la longitud de cada rama del conector de corte realmente proporcionado. No obstante, M_v no debe tomarse mayor que el menor que:

C11.12.4.9- Si no se considera el corte máximo en la cara de la columna, y la carga de agrietamiento V_c nuevamente se supone igual a 1/2 de V_u , la contribución del momento del conector de corte, M_v , se puede calcular de manera conservadora con la ecuación (11-40), en la cual ϕ es el factor de reducción para la flexión (0.9).

CÓDIGO

- (a) el 30% del momento mayorado total requerido para cada franja de columna de la losa,
- (b) la variación en la longitud ℓ_v del momento de la franja de columna,
- (c) el valor de M_p calculado por medio de la ecuación (11-39).

11.12.4.10- Cuando se consideran momentos no balanceados, el conector de corte debe tener el anclaje adecuado para transmitir M_p a la columna.

11.12.5- Aberturas en losas

Cuando las aberturas de las losas están situadas a una distancia de la zona de carga concentrada o de reacción menor a 10 veces la altura de la losa, o cuando las aberturas de las losas planas están localizadas dentro de las franjas de columnas que se definen en el capítulo 13, las secciones críticas de la losa para corte, que se definen en las secciones 11.12.1.2 y 11.12.4.7, deben modificarse como sigue:

11.12.5.1- En losas sin conector de corte, no debe considerarse efectiva aquella parte del perímetro de la sección crítica que esté circunscrita por líneas rectas que se proyectan desde el centroide de la columna, de la carga concentrada o del área de la reacción y que son tangentes a los límites de las aberturas.

11.12.5.2- En losas con conectores de corte, la parte del perímetro que se considera no efectiva debe ser 1/2 de la que se define en la sección 11.12.5.1.

COMENTARIO

C11.12.4.10- Véase C11.12.6.3.

C11.12.5- Aberturas en losas

Las disposiciones de diseño de aberturas en losas (y zapatas) se desarrollaron en la Referencia 11.3. En la figura 11.12.5, por medio de líneas punteadas, se muestran algunas ilustraciones de la localización de las porciones efectivas de la sección crítica, cerca de aberturas típicas y extremos libres. Las investigaciones adicionales^{11.46} han confirmado que estas disposiciones son conservadoras.

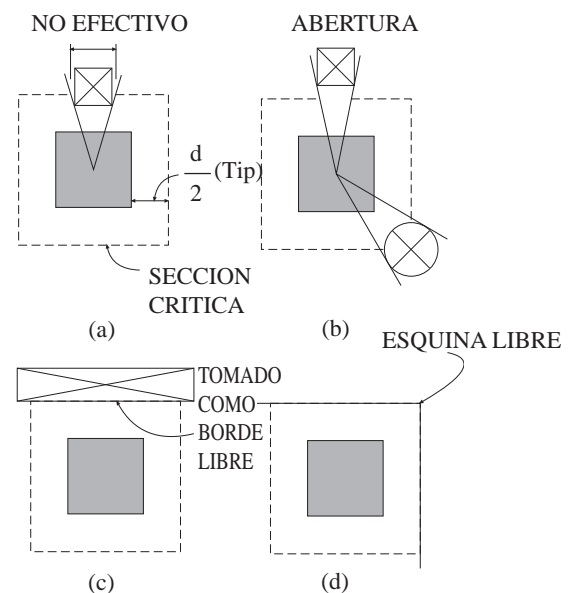


Fig. C11.12.5 Efecto de aberturas en la losa y extremos libres (las líneas discontinuas muestran el perímetro efectivo).

CÓDIGO

11.12.6- Transferencia de momento en las conexiones de losa a columna.

11.12.6.1- Cuando la carga gravitacional, por viento o sismo u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momento no balanceado M_u entre una losa y una columna, una fracción $\gamma_f M_u$ del momento no balanceado debe ser transmitido por flexión de acuerdo con la [sección 13.5.3](#). El resto del momento no balanceado dado por $\gamma_v M_u$ se considera transferido por excentricidad de corte alrededor del centroide de la sección crítica definida en [11.12.1.2](#), donde

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f) \quad (11-41)$$

11.12.6.2- El esfuerzo de corte que resulta de la transferencia de momento por excentricidad de corte debe suponerse que varía linealmente alrededor del centroide de las secciones críticas definidas en [11.12.1.2](#). La tensión del corte máxima debida al esfuerzo de corte y al momento mayorado no debe exceder ϕV_n :

Para elementos sin armadura por corte

$$\phi V_n = \phi V_c / (b_o d) \quad (11-42)$$

donde V_c se define en las [secciones 11.12.2.1](#) ó [11.12.2.2](#).

COMENTARIO

C11.12.6- Transferencia de momento en las conexiones de losa a columna

C11.12.6.1- En la [referencia 11.52](#) se encontró que, cuando el momento se transmite entre una columna y una losa, el 60% del momento debe considerarse transmitido por flexión a través del perímetro de la sección crítica definida en la [sección 11.12.1.2](#), y el 40%, por excentricidad del corte respecto al centroide de la sección crítica. Para columnas rectangulares, se ha supuesto que la porción del momento transmitido por corte disminuye a medida que aumenta el ancho de la cara de la sección crítica que resiste el momento como se indica en la [ecuación \(13-1\)](#).

La mayor parte de los datos en la [Referencia 11.52](#) se obtuvieron de los ensayos hechos en columnas cuadradas, y se dispone de poca información para columnas redondas. Estas pueden ser aproximadas como columnas cuadradas. La [Fig. C13.6.2.5](#) muestra los apoyos cuadrados que tienen la misma área que algunos elementos no rectangulares.

C11.12.6.2- La distribución de esfuerzos se supone tal como se ilustra en la [Fig. C11.12.6.2](#) para una columna interior o exterior. El perímetro de la sección crítica, **ABCD**, se determina de acuerdo con la [sección 11.12.1.2](#). El esfuerzo de corte mayorado V_u y el momento no balanceado M_u se determinan en el eje centroidal c-c de la sección crítica. El esfuerzo de corte mayorado máximo puede calcularse a partir de:

$$V_{u(AB)} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c}$$

ó

$$V_{u(CD)} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_u c_{CD}}{J_c}$$

CÓDIGO

Para elementos con armadura por corte distinta al conector de corte:

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)/b_o d \quad (11-43)$$

donde V_c y V_s se definen en la [sección 11.12.3](#). Si se proporciona armadura por corte, el diseño debe tomar en cuenta la variación de la tensión de corte alrededor de la columna.

COMENTARIO

donde γ_v está dado por la [ecuación \(11-41\)](#). Para una columna interior, A_c y J_c pueden calcularse por:

A_c = área de hormigón de la sección crítica supuesta, $2d(c_1 + c_2 + 2d)$

J_c = propiedad de la sección crítica supuesta análoga al momento polar de inercia.

$$= \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Se pueden desarrollar ecuaciones similares para A_c y J_c para las columnas localizadas en el borde o esquina de una losa.

De acuerdo con la [sección 13.5.3](#), la fracción del momento no balanceado entre la losa y la columna no transmitida por la excentricidad de corte debe transmitirse por flexión. Un método conservador asigna la fracción transmitida por flexión sobre un ancho efectivo de la losa definido en la [sección 13.5.3.2](#). A menudo los diseñadores concentran el refuerzo de franja de columna cerca de la columna, para acomodar este momento no balanceado. Los datos disponibles de ensayos parecen indicar que esta práctica no aumenta la resistencia al corte, pero puede ser útil para aumentar la rigidez de la unión losa-columna.

Datos de ensayos [11.53](#) indican que la capacidad de transferencia de momento de una losa pretensada a una conexión de columna, puede calcularse utilizando los procedimientos de las [secciones 11.12.6](#) y [13.5.3](#).

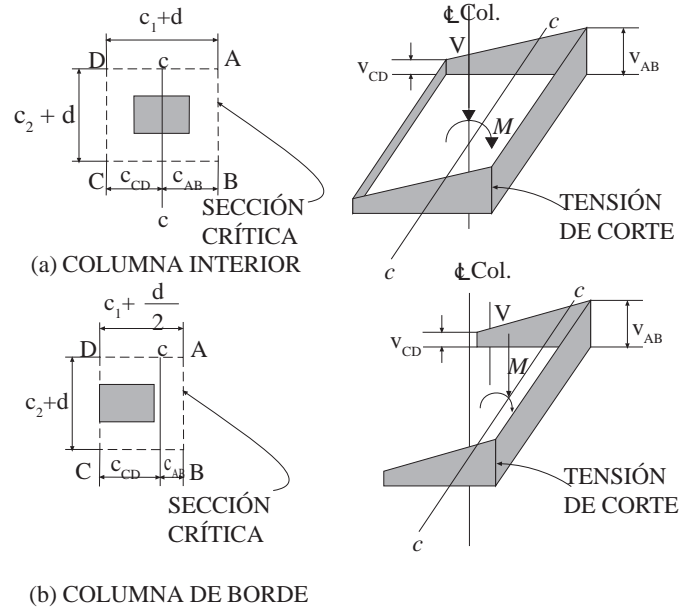


Fig. C11.12.6.2 Distribución supuesta del esfuerzo corte.

11.12.6.3- Cuando se provee armadura por corte consistente en vigas o canales de acero (conectores de corte), la suma de las tensiones de corte debidas a la acción de la carga vertical sobre la sección crítica definida por la sección 11.12.4.7 y las tensiones de corte que resultan del momento transferido por excentricidad de corte alrededor del centroide de la sección crítica definida en la [sección 11.12.1.2 \(a\)](#) y [11.12.1.3](#) no debe exceder de $0.34\phi\sqrt{f'_c}$.

C11.12.6.3- Los ensayos [11.54](#) indican que la sección crítica definida en el [punto 11.12.1.2 \(a\)](#) y [11.12.1.3](#) es apropiada para el cálculo de los esfuerzos de corte causados por transferencia de momentos aun cuando se empleen conectores de corte. Así, aunque las secciones críticas para corte directo y para corte debido a transferencia de momento difieran, coinciden o son muy parecidos en las esquinas de la columna donde se inician las fallas. Puesto que un conector de corte atrae la mayor parte del corte conforme se encausa hacia la columna, es conservador tomar el esfuerzo máximo de corte como la suma de las dos componentes.

La [sección 11.12.4.10](#) exige que el momento M_p sea transferido a la columna en conexiones con conectores de corte que transfieren momentos no balanceados. Esto puede hacerse por medio de un apoyo dentro de la columna o por un anclaje mecánico activo.

CAPÍTULO 12

LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES DE LA ARMADURA

12.0- Notación

a	= altura del bloque rectangular equivalente de tensiones definido según la sección 10.2.7.1 , mm
A_b	= área de una barra individual, mm ²
A_s	= área de la armadura no pretensada en tracción, mm ²
A_{tr}	= área total de toda la armadura transversal que está dentro de un espaciamiento s y que cruza el plano potencial de hendimiento a través de la armadura que está siendo desarrollada, mm ²
A_v	= área de armadura por corte en una distancia s , mm ²
A_w	= área de un alambre individual que se debe desarrollar o empalmar, mm ²
b_w	= ancho del alma o diámetro de la sección circular, mm
c	= espaciamiento o dimensión del recubrimiento, mm. Véase la sección 12.2.4
d	= distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en tracción, mm
d_b	= diámetro nominal de una barra, alambre o torón de pretensado, mm
f'_c	= resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa
√f'_c	= raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa
f_{ct}	= resistencia promedio a la tracción por hendimiento del hormigón con agregado liviano, MPa
f_{ps}	= tensión en la armadura pretensada a la resistencia nominal, MPa

El concepto de longitud de desarrollo para el anclaje de la armadura se presentó por primera vez en la edición 1971 del ACI 318, con objeto de reemplazar la duplicidad de requisitos para adherencia por flexión y adherencia por anclaje de las anteriores ediciones. Ya no es necesario considerar el concepto de adherencia por flexión, que hacía hincapié en el cálculo del máximo esfuerzo nominal de adherencia. La consideración de una resistencia promedio a la adherencia sobre la longitud total de desarrollo de la armadura es más significativa, debido, en parte, a que todos los ensayos de adherencia consideran una resistencia promedio a la adherencia sobre una longitud embebida de la armadura y, en parte, porque existen variaciones extremas no calculadas en los esfuerzos locales de adherencia cerca de las grietas de flexión. [12.1](#)

El concepto de longitud de desarrollo se basa en el esfuerzo de adherencia logrado sobre la longitud embebida de la armadura. Las longitudes de desarrollo especificadas se requieren, en gran medida, por la tendencia de las barras altamente tensionadas a agrietar secciones relativamente delgadas de hormigón restringido. Una barra individual embebida en una masa de hormigón no necesita una longitud de desarrollo tan grande; aunque una hilera de barras, aun en hormigón masivo, puede crear un plano débil con agrietamiento longitudinal a lo largo del plano de dichas barras.

En la práctica, el concepto de longitud de desarrollo requiere longitudes o extensiones mínimas de la armadura más allá de todos los puntos de esfuerzo máximo en la armadura. Tales esfuerzos máximos generalmente ocurren en los puntos especificados en la [sección 12.10.2](#).

CÓDIGO

COMENTARIO

f_{se}	=	tensión efectiva en la armadura pretensada (después de que han ocurrido todas las pérdidas del pretensado), MPa
f_y	=	tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa
f_{yt}	=	tensión de fluencia especificada de la armadura transversal, MPa
h	=	altura total de un elemento, mm
K_{tr}	=	índice de armadura transversal
	=	$\frac{A_{tr} f_{yt}}{260 s_n}$ (la constante 260 tiene dimensión de MPa)
ℓ_a	=	longitud de anclaje adicional en un apoyo o en un punto de inflexión, mm
ℓ_d	=	longitud de desarrollo, mm
	=	ℓ_{db} x factores de modificación aplicables
ℓ_{db}	=	longitud de desarrollo básica, mm
ℓ_{dh}	=	longitud de desarrollo de un gancho estándar en tracción, medido desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (longitud recta embebida en el hormigón entre la sección crítica y el inicio del gancho [punto de tangencia] más el radio del codo y un diámetro de la barra), mm
	=	ℓ_{hb} x factores de modificación aplicables
ℓ_{hb}	=	longitud de desarrollo básica del gancho estándar en tracción, mm
M_n	=	momento resistente nominal de una sección, Nm
	=	$A_s f_y (d - a/2)$
n	=	número de barras o alambres que están siendo empalmados o desarrollados a lo largo del plano de hendimiento
s	=	espaciamiento máximo de la armadura transversal dentro de ℓ_d , medido de centro a centro, mm
s_w	=	separación entre los alambres que deben anclarse o empalmarse, mm.
V_u	=	esfuerzo de corte mayorado en una sección, N
α	=	factor relativo a la ubicación de la armadura, véase la sección 12.2.4

En este capítulo no se utiliza el factor de reducción de resistencia ϕ . Las longitudes de desarrollo y traslape incluyen una tolerancia por insuficiencias de la resistencia. Las longitudes requeridas son las mismas para el método de diseño por resistencia que para el método alternativo de diseño del apéndice A, pues las longitudes de desarrollo y de traslape se basan en f_y en ambos casos.

Las unidades de medida se indican en la Notación para ayudar al usuario y no es la intención excluir el correcto uso de otras unidades para los mismos símbolos.

- β = factor por recubrimiento, véase la [sección 12.2.4](#)
- β_b = razón entre el área de la armadura cortada en una sección y el área total de la armadura en tracción de la sección
- γ = factor por tamaño de la armadura. Véase la [sección 12.2.4](#)
- λ = factor para hormigón con agregado liviano, véase la [sección 12.2.4](#)

12.1- Desarrollo de la armadura- Generalidades

12.1.1- La tracción o compresión calculada en la armadura de cada sección de elementos de hormigón estructural debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el hormigón, gancho o dispositivo mecánico, o una combinación de ellos. Los ganchos no se deben emplear para desarrollar barras en compresión.

12.1.2- Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este capítulo no deben exceder de 8.3 MPa.

12.2- Desarrollo de barras con resalte y de alambres estriados sometidos a tracción

12.2.1- La longitud de desarrollo ℓ_d , en términos del diámetro d_b , para barras con resaltes y alambre estriado sometidos a tracción, debe ser determinada a partir de la [sección 12.2.2](#) ó [12.2.3](#), pero ℓ_d no debe ser menor que 300 mm.

12.2.2- Para barras o alambres con resaltes, ℓ_d/d_b debe ser:

C12.1- Desarrollo de la armadura- Generalidades

Desde el punto de esfuerzo máximo en la armadura, se necesita cierta longitud o anclaje de esta a través del cual se desarrolle el esfuerzo. Esta longitud de desarrollo o anclaje se necesita en ambos lados de los puntos de esfuerzo máximo. Con frecuencia, la armadura continúa a lo largo de una distancia considerable en un lado del punto de esfuerzos críticos, de modo que el cálculo requiere tratar sólo el otro lado, por ejemplo, la armadura por momento negativo continúa a través de un apoyo hasta la mitad del vano siguiente.

C12.2- Desarrollo de barras con resalte y alambres estriados sometidos a tracción

En la edición de 1989 se realizaron cambios importantes en los procedimientos para calcular las longitudes de desarrollo de barras con resaltes y alambres con resaltes sometidos a tracción. Apesar que las disposiciones de 1989 estaban basadas en extensivas investigaciones y en el buen juicio profesional, muchos de aquellos que aplicaron las disposiciones de 1989 en el diseño, detallamiento y fabricación las encontraron demasiado complejas en su aplicación. También, en algunas circunstancias, las disposiciones requerían longitudes de desarrollo mayores a las que la experiencia previa

CÓDIGO

	Alambres con resaltes o barras $\phi 18$ y menores	Barras $\phi 22$ y mayores
Espaciamiento libre entre barras que están siendo empalmadas o desarrolladas no menor que d_b , recubrimiento libre no menor que d_b , y no menos estribos o amarras a lo largo de ℓ_d que el mínimo del código o espaciamiento libre entre barras que están siendo desarrolladas o empalmadas no menor a $2d_b$ y recubrimiento libre no menor a d_b	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12 f_y \alpha \beta \lambda}{25 \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{3 f_y \alpha \beta \lambda}{5 \sqrt{f'_c}}$
Otros casos	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{18 f_y \alpha \beta \lambda}{25 \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9 f_y \alpha \beta \lambda}{10 \sqrt{f'_c}}$

12.2.3- Para barras o alambres con resaltes, ℓ_d/d_b debe ser:

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9}{10} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} \quad (12-1)$$

en donde el término $(c + K_{tr})/d_b$ no debe tomarse mayor a 2.5.

COMENTARIO

señalaba como necesarias. El comité 318 reexaminó los procedimientos para la longitud de desarrollo básica en tracción, con la intención de generar un formato más “amigable” a la vez que mantener el ajuste con los resultados de los ensayos y con el buen juicio profesional. En la edición de 1995, el formato para determinar las longitudes de desarrollo para barras y alambres con resaltes sometidos a tracción ha sido revisado de manera extensiva. La revisión, sin embargo, aún está basada en la misma ecuación general^{12.9} para la longitud de desarrollo, respaldada anteriormente por el comité ACI 408.^{12.2,12.3}

Después de extensas discusiones, el comité decidió mostrar en la ecuación básica tantos de los multiplicadores anteriores como fuera posible, y también reagrupar términos y eliminar los factores ϕ compuestos. Esto dio como resultado la ecuación para la longitud de desarrollo (expresada en términos del diámetro de la barra o alambre) dada en la sección 12.2.3:

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9}{10} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)}$$

c es un factor que representa el menor valor entre el recubrimiento lateral, el recubrimiento sobre la barra o alambre (en ambos casos medido hasta el centro de la barra o alambre) y un medio el espaciamento medido entre centros de las barras o alambres. **K_{tr}** es un factor que representa la contribución de la armadura de confinamiento que atraviesa los planos potenciales de hendimiento. α es el factor tradicional por ubicación de la armadura, que refleja los efectos adversos de la posición de hormigonado de las barras superiores. β es un factor por revestimiento, que refleja los efectos del revestimiento epóxico en algunas aplicaciones. Estos factores han sido revisados para reflejar los resultados de las recientes investigaciones y hay un

límite para el producto $\alpha\beta$. γ es un factor por tamaño de la armadura, que refleja el comportamiento más favorables de la armadura de menor diámetro. λ es un factor para hormigón de agregado liviano, que refleja la resistencia a tracción generalmente baja del hormigón liviano y la reducción resultante en la resistencia a hendimiento, lo cual es importante en el desarrollo de la armadura con resaltes. Se incluye un límite de 2.5 para el término $(c + K_{tr})/d_b$ para resguardarse de fallas del tipo arrancamiento. La existencia de este límite elimina la necesidad de verificar $0.36 d_b f_y / \sqrt{f'_c}$ requerido anteriormente en la sección 12.2.3.6 del ACI318-89.

La [ecuación general \(12-1\)](#) permite que el diseñador vea el efecto de todas las variables que controlan la longitud de desarrollo. Se permite que el diseñador elimine términos cuando dicha omisión produzca longitudes de desarrollo mayores y por lo tanto más conservadoras. La evaluación de la [ecuación \(12-1\)](#) para condiciones de diseño dadas, y para una resistencia del hormigón y tipo de acero dados, entrega la longitud básica de desarrollo en cantidad de diámetros de la barra. Este formato fue considerado por los diseñadores y proveedores de barras para armadura como mucho más práctico.

Sin embargo, la implementación práctica requiere que el usuario calcule ℓ_d a partir del valor real de $(c + K_{tr})/d_b$ para cada caso o que se preseleccione un rango de valores de $(c + K_{tr})/d_b$ para los casos comunes. El comité 318 eligió un formato final que permite al usuario escoger cualquiera de los dos enfoques:

(1) La [sección 12.2.2](#) representa un enfoque más “simple” que reconoce que muchos casos prácticos corrientes en la construcción usan un espaciamiento y recubrimiento, además de armadura de confinamiento como estribos o amarras, que producen un valor de $(c + K_{tr})/d_b$ de al menos 1.5. Ejemplo típico de esto sería recubrimiento libre mínimo de

1.0d_b junto a un espaciamiento libre de **2d_b** o una combinación de espaciamiento libre de **1.0d_b** y estribos o amarras mínimas. Para estos casos de ocurrencia frecuente, la longitud de desarrollo para barras grandes puede tomarse como $\ell_d/d_b = 3/5(f_y \alpha \beta \lambda / \sqrt{f'_c})$. La comparación con las disposiciones pasadas y la verificación del masivo banco de datos experimentales mantenido por el comité ACI 408 indicaron que para barras con resaltes $\phi 18$ y menores, así como también alambres con resaltes, estos valores pueden reducirse en un 20 por ciento usando $\gamma=0.8$. Esto se convirtió en la base para la primera fila de la tabla en la [sección 12.2.2](#). Con menores recubrimientos y en ausencia de estribos o amarras mínimas, los límites al espaciamiento libre mínimo de la [sección 7.6.1](#) y los requisitos de recubrimiento mínimo de hormigón de la [sección 7.7](#) conducen a valores mínimos para **c** de **1.0d_b**. Así, para “otros casos”, los valores son multiplicados por 1.5 para restaurar la equivalencia con la [ecuación \(12-1\)](#).

A pesar de que las ecuaciones en la tabla puedan parecer complejas inicialmente, ellas son rápidamente evaluables, y para las condiciones de ocurrencia general, el usuario puede construir fácilmente expresiones muy útiles y simples. Por ejemplo, en todas las estructuras con hormigón de peso normal ($\lambda=1.0$), armadura sin revestimiento ($\beta=1.0$) barras inferiores $\phi 18$ y menores ($\alpha=1.0$) con $f'_c = 30$ MPa y acero A63-42H, las ecuaciones se reducen a:

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12(420)(1.0)(1.0)(1.0)}{25\sqrt{30}} = 37$$

ó

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{18(420)(1.0)(1.0)(1.0)}{25\sqrt{30}} = 55$$

Así, un diseñador o proyectista sabe que para estos

casos de amplia ocurrencia, en la medida que se disponga un recubrimiento mínimo de d_b y, ya sea un espaciamiento libre mínimo de $2d_b$ o un espaciamiento libre de d_b junto con amarras o estribos mínimos, $\ell_d = 38d_b$. El castigo por usar un espaciamiento de barras menor o proporcionar un recubrimiento menor es el requisito de que $\ell_d = 55d_b$.

(2) Un enfoque “más general”, el cual es básicamente muy similar en muchos aspectos a la proposición original del comité ACI 408^{12.2,12.3} se incluye en la [sección 12.2.3](#). Esto permite que el usuario evalúe $(c + K_{tr})/d_b$ para cada combinación particular de recubrimiento, espaciamiento y armadura transversal. Esto permite calcular más rigurosamente las longitudes de desarrollo en sectores críticos o en investigaciones especiales. Se impuso un límite $\ell_{db} \geq 0.36 d_b f_y / \sqrt{f'_c}$ de 2.5 a $(c + K_{tr})/d_b$ para mantener el límite de la sección 12.2.3.6 del ACI 318-89, que se basa en el modo de falla controlado por el arrancamiento.

Existen muchas combinaciones prácticas de recubrimiento lateral, recubrimiento libre y armadura de confinamiento que pueden usarse con la [sección 12.2.3](#) para producir longitudes de desarrollo significativamente más cortas que las permitidas por la [sección 12.2.2](#). Por ejemplo: barras o alambres con un recubrimiento libre mínimo no menor a $2d_b$ y espaciamiento libre no menor a $4d_b$ y sin armadura de confinamiento tendrían un valor de $(c + K_{tr})/d_b$ igual a 2.5 y por lo tanto requerirían sólo 0.6 veces los valores dados en la [sección 12.2.2](#).

Las nuevas disposiciones de la [sección 12.2.2](#) y [12.2.3](#) entregan un doble enfoque tal como se hace en muchas otras partes del código. Ellas debieran producir cálculos simples cuando las aproximaciones son aceptables, mientras se mantiene el enfoque más general del ACI 408 donde los casos espaciales o el gran número de repeticiones hace deseable una mayor eficiencia.

CÓDIGO

COMENTARIO

12.2.4- Los factores a usar en las expresiones para la longitud de desarrollo de barras y alambres con resaltes en tracción en el capítulo 12 son los siguientes:

α	=	factor por ubicación de la armadura	
		Armatura horizontal colocada de tal manera que se hormigona más de 300 mm de hormigón fresco en el elemento bajo la longitud de desarrollo o empalme	1.3
		Otras armaduras	1.0
β	=	factor por revestimiento	
		Barras o alambres revestidos con epóxico con recubrimientos menores que $3d_b$, o un espaciamiento libre menor a $6d_b$	1.5
		Todas las demás barras o alambres revestidos con epóxico	1.2
		Armatura no recubierta	1.0

Sin embargo, el producto $\alpha\beta$ no necesita ser mayor a 1.7

γ	=	factor por tamaño de la armadura	
		Barras $\phi 18$ o menores y alambres con resaltes	0.8
		Barras $\phi 22$ o mayores	1.0
λ	=	factor por hormigón de agregado liviano	
		Cuando se usa hormigón de agregado liviano	1.3

Sin embargo, cuando se especifica f_{ct} , se permite tomar λ como $1.8\sqrt{f'_c}/f_{ct}$ pero no menor que 1.0

Las bases para determinar las longitudes de desarrollo en tracción son las mismas que en la edición de 1989. Así, las ayudas de diseño y los programas computacionales basados en la sección 1.2 del ACI 318-89 pueden ser usados para cumplir con el Código.

C12.2.4- El factor por ubicación de la armadura, α , toma en cuenta la posición de la armadura en el hormigón fresco. El factor se ha reducido desde 1.4 en la edición de 1983 a 1.3 en la edición de 1989, para reflejar las investigaciones recientes.^{12.4,12.5}

El factor λ para hormigón con agregado liviano se hizo igual para todos los tipos de agregados en 1989. La investigación en barras ancladas con ganchos no apoyó las variaciones especificadas en las ediciones previas para “hormigón liviano en todos sus componentes” y para “hormigón liviano con arena de peso normal”, y se seleccionó un valor único de 1.3. La sección 12.2.4 permite usar un factor más bajo cuando se especifique la resistencia a hendimiento del hormigón liviano. Véase la [sección 5.1.4](#).

Los estudios^{12.6,12.7,12.8} sobre el anclaje de barras revestidas con epóxico muestran que la resistencia a la adherencia se reduce debido a que el revestimiento evita la adherencia y fricción entre la barra y el hormigón. Varios factores reflejan el tipo de falla de anclaje probable de ocurrir. Cuando el recubrimiento o espaciamiento es pequeño, puede producirse una falla por hendimiento y el anclaje o la resistencia a la adherencia se reduce sustancialmente. Si el recubrimiento y espaciamiento entre barras es grande, se evita la falla por hendimiento y el efecto del revestimiento epóxico sobre la resistencia de anclaje no es tan grande. Los estudios^{12.9} han mostrado que a pesar de que el recubrimiento o espaciamiento puedan ser pequeños, la resistencia de anclaje puede incrementarse agregando acero

CÓDIGO

- Cuando se usa hormigón de densidad normal 1.0
- c** = espaciamiento o recubrimiento, mm
- Usar la menor distancia entre el centro de la barra o alambre a la superficie de hormigón más próxima o la mitad de la separación entre centros de las barras que están siendo desarrolladas.
- K_{tr}** = índice de armadura transversal
- $$= \frac{A_{tr} f_{yt}}{260sn}$$
- Donde:
- A_{tr}** = área total de la armadura transversal dentro de un espaciamiento **s** que cruza el plano potencial de hendimiento a través de la armadura que está siendo desarrollada, mm².
- f_{yt}** = tensión especificada a la fluencia de la armadura transversal, MPa
- s** = espaciamiento máximo de la armadura transversal dentro de ℓ_d , medido de centro a centro, mm
- n** = número de barras o alambres que están siendo desarrollados a lo largo del plano de hendimiento.

Se permite usar **K_{tr} = 0** como una simplificación de diseño aún si existe armadura transversal.

12.2.5- Armadura en exceso

Se permite reducir la longitud de desarrollo cuando la armadura en un elemento sujeto a flexión excede la requerida por análisis, excepto cuando se requiere específicamente anclaje o desarrollo para **f_y** o la armadura sea diseñada según las indicaciones de la [sección 21.2.1.4](#).....(**A_s** requerido)/(**A_s** proporcionado).

COMENTARIO

transversal que cruce el plano de hendimiento, y restringiendo la grieta por hendimiento.

Aún cuando no se han reportado hasta la fecha estudios sobre el efecto del acero transversal revestido, la adición de acero transversal debiera mejorar la resistencia al anclaje de barras revestidas con epóxico. Debido a que la adherencia de barras revestidas con epóxico ya está reducida por la pérdida de adherencia entre la barra y el hormigón, se establece un límite superior de 1.7 para el producto de los factores por armadura superior y por armadura revestida con epóxico.

C12.2.5- Armadura en exceso

El factor de reducción basado en el área no se utiliza en aquellos casos donde se requiera desarrollo de anclaje para el total de **f_y**. Por ejemplo, el factor por armadura en exceso no se aplica para el desarrollo de armadura de momento positivo en los apoyos de acuerdo con la [sección 12.11.2](#), para el desarrollo de la armadura por retracción y temperatura de acuerdo con la [sección 7.12.2.3](#), o para el desarrollo de armadura dimensionada de acuerdo a las [secciones 7.13](#) y [13.3.8.5](#).

CÓDIGO

12.3- Desarrollo de barras con resalte sometidas a compresión

12.3.1- La longitud de desarrollo ℓ_d , en mm, para barras con resaltes en compresión se debe calcular como el producto de la longitud de desarrollo básica ℓ_{db} de la sección 12.3.2 por los factores de modificación de la sección 12.3.3, pero ℓ_d no debe ser menor de 200 mm.

12.3.2- La longitud de desarrollo básica ℓ_{db} debe ser $d_b f_y / 4 \sqrt{f'_c}$

pero no menor que $0.04 d_b f_y$
La unidad de la constante 0.04 es $\text{mm}^2/\text{N}=1/\text{MPa}$

12.3.3- Se permite multiplicar la longitud de desarrollo básica ℓ_{db} por los siguientes factores para:

12.3.3.1- Armadura en exceso

La armadura excede de lo requerido por el análisis..... $(A_s \text{ requerido})/(A_s \text{ proporcionado})$

12.3.3.2- Zunchos y amarras

Armadura confinada por una espiral de no menos que 6 mm de diámetro y no más que 100 mm de paso o dentro de amarras $\phi 12$ de acuerdo con la sección 7.10.5, y espaciados a distancias no mayores que 100 mm medido entre centros 0.75

12.4- Desarrollo de paquetes de barras

12.4.1- La longitud de desarrollo de cada barra individual dentro de un paquete de barras sujeto a tracción o a compresión, debe ser aquella de la barra individual aumentada un 20% para un paquete de 3 barras y en un 33% para un paquete de 4 barras.

COMENTARIO

C12.3- Desarrollo de barras con resalte sometidas a compresión

El efecto de debilitamiento que existe en las grietas de tracción por flexión no se da en las barras en compresión y, generalmente, los apoyos extremos de las barras en el hormigón son útiles. Por consiguiente, se han especificado longitudes de desarrollo ℓ_{db} menores para compresión que para tracción. La longitud de desarrollo básica puede reducirse 25%, sección 12.3.3.2, cuando la armadura está confinada mediante un zuncho tipo columna o un zuncho individual alrededor de cada barra o grupo de barras.

C12.4- Desarrollo de paquetes de barras

C12.4.1- Cuando se forman paquetes de tres o cuatro barras, es necesario aumentar la longitud de desarrollo de las barras individuales. La extensión adicional es necesaria debido a que el agrupamiento hace más difícil generar resistencia de adherencia en el “núcleo” entre las barras.

12.4.2- Para determinar los factores de modificación en la [sección 12.2](#), un paquete de barras debe ser tratado como una sola barra de un diámetro derivado del área total equivalente.

El diseñador también debe tener en cuenta la [sección 7.6.6.4](#) respecto a los puntos de corte de las barras individuales de un paquete, y la [sección 12.14.2.2](#) relativa a los empalmes de paquetes de barras. Los aumentos en la longitud de desarrollo de la [sección 12.4](#) se aplican en el cálculo de las longitudes de traslape de los paquetes de barras, de acuerdo con la [sección 12.14.2.2](#). El desarrollo de paquetes de barras por medio de un gancho estándar en el paquete no está cubierto por las disposiciones de la [sección 12.5](#).

C12.4.2- Aunque los empalmes y las longitudes de desarrollo de barras en paquete se basan en el diámetro de las barras individuales incrementadas en 20 ó 33%, según sea apropiado, es necesario usar un diámetro equivalente del paquete completo, derivado del área total equivalente de barras, al determinar los factores en la [sección 12.2](#), los cuales consideran el recubrimiento y el espaciamiento libre, y representan la tendencia del hormigón a partirse.

12.5- Desarrollo de ganchos estándar en tracción

12.5.1- La longitud de desarrollo ℓ_{dh} , en milímetros, para barras con resaltes en tracción que terminen en un gancho estándar (sección 7.1) se debe calcular como el producto de la longitud de desarrollo básica ℓ_{hb} de la [sección 12.5.2](#) y los factores de modificación de la [sección 12.5.3](#), pero ℓ_{dh} no debe ser menor que $8d_b$ ni menor que 150 mm.

12.5.2- La longitud de desarrollo básica ℓ_{hb} para una barra con gancho con f_y igual a 420 MPa debe ser $100d_b/\sqrt{f'_c}$
La unidad de la constante 100 es N/mm²=MPa

12.5.3- La longitud de desarrollo básica ℓ_{hb} se debe multiplicar por los factores de modificación para:

C12.5- Desarrollo de ganchos estándar en tracción

Las disposiciones para anclaje de barras con ganchos fueron revisadas extensamente en la edición de 1983. El estudio de fallas de barras con gancho indica que la separación del recubrimiento de hormigón en el plano del gancho es la causa principal de falla, y que la separación se origina en la parte interior del gancho, donde las concentraciones locales de esfuerzo son muy elevadas. Por lo tanto, el desarrollo del gancho es función directa del diámetro de barras, d_b , que controla la magnitud de los esfuerzos de compresión sobre la cara interior del gancho. Sólo se consideran ganchos estándar ([sección 7.1](#)), y la influencia de radios mayores de doblado no puede ser evaluada mediante la [sección 12.5](#).

CÓDIGO

12.5.3.1- Tensión de fluencia de la barra

Barras con f_y distinto de 420 MPa $f_y/420$

12.5.3.2- Recubrimiento de hormigón

Para barras $\phi 36$ y menores, con recubrimiento lateral (normales al plano del gancho) no menor de 60 mm, y para ganchos de 90° , con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho no menor de 50 mm 0.7

12.5.3.3- Amarras o estribos

Para barras $\phi 36$ y menores, ganchos confinados vertical u horizontalmente por amarras o estribos-amarras espaciados a lo largo de la longitud de desarrollo total ℓ_{dh} a no más de $3d_b$, donde d_b es el diámetro de la barra con gancho 0.8

12.5.3.4- Armadura en exceso

Cuando no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo para f_y , y se dispone de armadura en exceso al requerido por análisis $(A_s \text{ requerido}) / (A_s \text{ proporcionado})$

12.5.3.5- Hormigón con agregado liviano

..... 1.3

12.5.3.6- Armadura con recubrimiento epóxico

Barras con gancho que van cubiertas con epóxico 1.2

COMENTARIO

Las disposiciones de anclaje de barras con gancho proporcionan la longitud total embebida de la barra con gancho, como se muestra en la Fig. C12.5. La longitud de desarrollo ℓ_{dh} se mide desde la sección crítica hasta el extremo exterior (o borde) del gancho.

La longitud de desarrollo ℓ_{dh} es el producto de la longitud de desarrollo básica ℓ_{hb} de la sección 12.5.2 y de los factores de modificación aplicables de la sección 12.5.3. Si el recubrimiento lateral es grande, de manera que se elimine efectivamente el hendimiento y se proporcionan amarras, pueden aplicarse ambos factores de las secciones 12.5.3.2 y 12.5.3.3: $(\ell_{dh} = \ell_{hb} \times 0.7 \times 0.8)$. Cuando, en el mismo caso, el anclaje es en hormigón liviano: $(\ell_{dh} = \ell_{hb} \times 0.7 \times 0.8 \times 1.3)$.

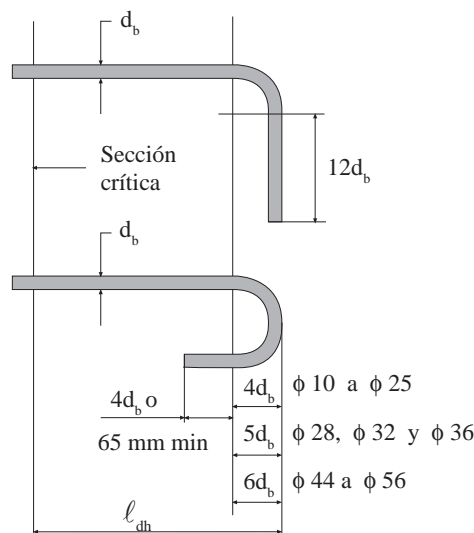


Fig. C12.5. Detalles de barras dobladas para desarrollar el gancho estándar.

Se proporcionan factores de modificación por tensión de fluencia de la barra, armadura en exceso, hormigón liviano, así como factores que reflejan la resistencia al hendimiento proporcionado por el confinamiento con hormigón o con amarras o estribos transversales. Los factores se basan en recomendaciones de las [referencias 12.2 y 12.3](#).

12.5.4- Para barras que son desarrolladas mediante un gancho estándar en extremos discontinuos de elementos con recubrimientos en ambos lados y en el borde superior (o inferior) sobre el gancho de menos de 65 mm, la barra con el gancho se debe confinar dentro de amarras o estribos-amarras, distribuidos a lo largo de toda la longitud de desarrollo ℓ_{dh} , espaciados no más que $3d_b$, donde d_b es el diámetro de la barra con gancho. En este caso, no debe aplicarse el factor de modificación de la [sección 12.5.3.3](#).

El factor por armadura en exceso se aplica sólo cuando no se requiere específicamente anclaje o desarrollo para f_y total. El factor para hormigón liviano es una simplificación del procedimiento de la sección 12.2.3.3 del ACI 318-83. A diferencia de la longitud de desarrollo para una barra recta, no se hace distinción alguna entre las barras de la parte superior y las otras barras; en todo caso, esta distinción es difícil para barras con gancho. Se especifica un valor mínimo de ℓ_{dh} para evitar falla por extracción directa en casos en que el gancho esté situado muy cerca de la sección crítica, los ganchos no pueden considerarse efectivos en compresión.

Ensayos recientes^{12.10} han mostrado que la longitud de desarrollo para barras con ganchos debería incrementarse en un 20% para tomar en consideración la reducción en la adherencia cuando la armadura está recubierta con epóxico.

C12.5.4- Los ganchos de barras son especialmente susceptibles a fallas por hendimiento del hormigón, cuando los recubrimientos, tanto lateral (normal al plano del gancho) como superior o inferior (en el plano del gancho) son pequeños. Véase la [Fig. C12.5.4](#). Cuando el confinamiento proporcionado por el hormigón es mínimo, es esencial el confinamiento proporcionado por amarras o estribos, especialmente cuando debe desarrollarse la resistencia completa de una barra con gancho con un recubrimiento tan pequeño. Algunos casos típicos en que los ganchos requieren amarras o estribos para confinamiento son los extremos de vigas simplemente apoyadas, el extremo libre de voladizos y los extremos de elementos que concurren a un nudo, cuando esos elementos no continúan más allá del nudo. En contraste, cuando los esfuerzos calculados en las barras son bajos, de manera que no es necesario el gancho para anclaje, no serán necesarias las amarras o los estribos. Asimismo, para barras con gancho en extremos discontinuos de losas con confinamiento proporcionado por la losa continua a ambos lados

normales al plano del gancho, no se aplican las disposiciones de la [sección 12.5.4](#).

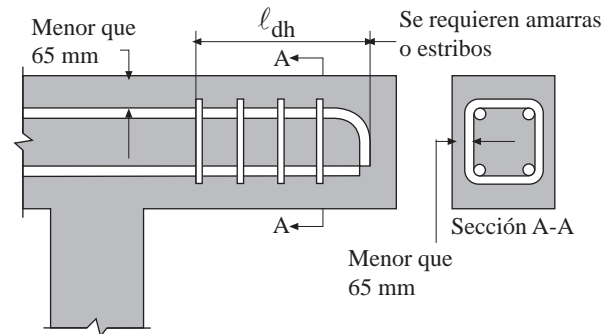


Fig. C12.5.4. Recubrimiento del hormigón según la sección 12.5.4.

12.5.5- Los ganchos no deben considerarse efectivos para el desarrollo de barras en compresión.

C12.5.5- En compresión, los ganchos no son efectivos y no se pueden utilizar como anclaje.

12.6- Anclaje mecánico

12.6.1- Puede usarse como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia de la armadura sin dañar al hormigón.

12.6.2- Se debe presentar a la Autoridad Pública los resultados de ensayos que muestren que tales dispositivos mecánicos son adecuados.

12.6.3- Se permite que el desarrollo de la armadura consista en una combinación de anclaje mecánico más una longitud adicional de armadura embebida en el hormigón entre el punto de esfuerzo máximo de la barra y el anclaje mecánico.

C12.6- Anclaje mecánico

C12.6.1- El anclaje mecánico puede ser adecuado tanto para la resistencia de los cables de pretensado como de las barras de armadura.

C12.6.3- La longitud de desarrollo total de una barra consiste simplemente en la suma de todas las partes que contribuyen al anclaje. Cuando un anclaje mecánico no es capaz de desarrollar la resistencia requerida de diseño de la armadura, debe proporcionarse una longitud adicional embebida de la armadura entre el anclaje mecánico y la sección crítica.

CÓDIGO

12.7- Desarrollo de la malla electrosoldada de alambre estriado sometida a tracción

12.7.1- La longitud de desarrollo ℓ_d , en mm, de la malla electrosoldada de alambre con resaltes medida desde el punto de sección crítica hasta el extremo del alambre, debe calcularse como el producto de la longitud de desarrollo ℓ_d , obtenida de las [secciones 12.2.2 ó 12.2.3](#) multiplicada por un factor para malla de alambre obtenido de las secciones 12.7.2 ó 12.7.3. Se permite reducir la longitud de desarrollo de acuerdo con la [sección 12.2.5](#) cuando sea aplicable, pero ℓ_d no debe ser menor a 200 mm, excepto para el cálculo de los traslapes de acuerdo con la [sección 12.18](#). Cuando se utilice el factor para malla de alambre de la sección 12.7.2, se permite usar un factor por revestimiento β igual a 1.0 para malla electrosoldada de alambre revestida con epóxico en las [secciones 12.2.2 y 12.2.3](#).

12.7.2- Para mallas electrosoldadas de alambre con resaltes con al menos un alambre transversal dentro de la longitud de desarrollo y a no menos de 50 mm del punto de sección crítica, el factor para malla de alambre debe tomarse como el mayor de:

$$\frac{(f_y - 250)}{f_y}$$

o

$$\left(\frac{5d_b}{s_w} \right)$$

pero no necesita ser mayor a 1.0.

12.7.3- Para mallas electrosoldadas de alambre con resaltes sin alambres transversales dentro de la longitud de desarrollo o con un alambre único a menos de 50 mm del punto de sección crítica, el factor

COMENTARIO

C12.7- Desarrollo de la malla electrosoldada de alambre estriado sometida a tracción

La [figura C12.7](#) muestra los requisitos de desarrollo para malla de alambre estriado con un alambre transversal dentro de la longitud de desarrollo. En la especificación [ASTM A 497](#) para malla de alambre estriado se establece la misma resistencia que la requerida para malla de alambre liso ([ASTM A 185](#)). Por lo tanto, parte de la longitud de desarrollo se asigna a las soldaduras, y parte, a la longitud del alambre estriado. Los cálculos de la longitud de desarrollo se han simplificado a partir de disposiciones anteriores para la longitud de desarrollo de alambre, presuponiendo que sólo un alambre transversal está contenido en la longitud de desarrollo. Los factores de la sección 12.7.2 son aplicados a la longitud de desarrollo del alambre estriado calculada a partir de la sección 12.2, pero tomando un mínimo absoluto de 200 mm. La disposición explícita de que el factor para malla no se tome superior a 1.0 corrige una equivocación de las ediciones anteriores. Los multiplicadores fueron derivados usando las relaciones generales entre la malla de alambre estriado y los alambres estriados en los valores de ℓ_{db} del ACI 318 de 1983.

Los ensayos [12.11](#) han indicado que la malla electrosoldada de alambre recubierta con epóxico tiene esencialmente las mismas resistencias de desarrollo y empalme que la malla no recubierta, dado que el anclaje básico de los alambres lo proporcionan los alambres transversales. Por lo tanto, se usa un factor para recubrimiento epóxico de 1.0 para las longitudes de desarrollo y empalme de malla electrosoldada de alambre con alambres transversales dentro de la longitud de desarrollo o traslape.

CÓDIGO

para malla de alambre debe tomarse como 1.0, y la longitud de desarrollo debe determinarse igual que para alambre con resaltes.

12.7.4- Cuando se presente algún alambre liso en la malla de alambre con resaltes en la dirección de la longitud de desarrollo, la malla debe ser desarrollada de acuerdo con la sección 12.8.

12.8- Desarrollo de la malla electrosoldada de alambre liso sometida a tracción

La tensión de fluencia de la malla electrosoldada de alambre liso, debe considerarse que se desarrolla mediante el embebido en el hormigón de 2 alambres transversales, con el alambre transversal más próximo a no menos de 50 mm de la sección crítica. Sin embargo, la longitud de desarrollo ℓ_d , en mm, medida desde la sección crítica hasta el alambre transversal más alejado no debe ser menor que:

$$3.3 \frac{A_w}{s_w} \left(\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \lambda$$

Excepto cuando la armadura proporcionada excede de la requerida, esta longitud puede reducirse de acuerdo con la [sección 12.2.5](#). ℓ_d no debe ser menor a 150 mm excepto para el cálculo de traslapes de acuerdo a la [sección 12.19](#).

COMENTARIO

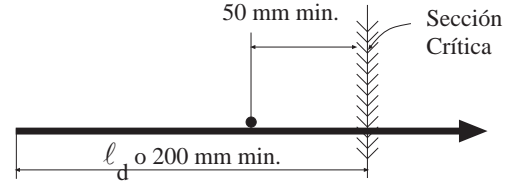


Fig. C12.7 Longitud de desarrollo de la malla electrosoldada de alambre estriado.

C12.8- Desarrollo de la malla electrosoldada de alambre liso sometida a tracción

Para la malla de alambre liso se ilustran en la Fig. C12.8 los requisitos de desarrollo, los cuales dependen principalmente de la localización de los alambres transversales. Para mallas fabricadas con alambres más pequeños resulta adecuado, para alcanzar la totalidad de la tensión de fluencia de los alambres anclados, un anclaje de, por lo menos, dos alambres transversales a 50 mm o más del punto de sección crítica. Sin embargo, para mallas fabricadas con alambres de mayor diámetro, con una baja separación, se requiere un anclaje más largo, y para ellas se proporciona una longitud de desarrollo mínima.

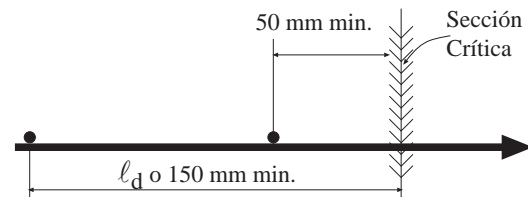


Fig. C12.8. Longitud de desarrollo de la malla electrosoldada de alambre liso.

CÓDIGO

12.9- Desarrollo de torones de pretensado

12.9.1- Los torones de pretensado de tres o siete alambres deben adherirse más allá de la sección crítica en una longitud de desarrollo, en mm, no menor que:

$$\left(f_{ps} - \frac{2}{3}f_{se}\right)d_b/7$$

donde d_b es el diámetro del torón en mm, y f_{ps} y f_{se} se expresan en MPa. La expresión entre paréntesis se utiliza como una constante sin unidades.

12.9.2- Se permite limitar el estudio a aquellas secciones transversales más cercanas a cada extremo del elemento que requieran desarrollar su resistencia total de diseño bajo las cargas mayoradas.

12.9.3- Cuando la adherencia del torón no se ex-

COMENTARIO

C12.9- Desarrollo de torones de pretensado

Los requisitos de desarrollo de torones de pretensado pretenden proporcionar integridad de la adherencia para la resistencia del elemento. Las disposiciones se basan en pruebas efectuadas en elementos de hormigón de peso normal, con un recubrimiento mínimo de 50 mm. Estas pruebas pueden no ser representativas del comportamiento del torón en hormigón de baja relación agua/cemento y sin asentamiento de cono. Los métodos de fabricación deben asegurar la consolidación del hormigón alrededor del torón, con un contacto total entre el acero y el hormigón. Deben tomarse precauciones especiales cuando se usen hormigones sin asentamiento de cono y con baja relación agua/cemento. En general, esta sección solamente controlará el diseño de elementos en voladizo y de pequeña luz.

La fórmula para calcular la longitud de desarrollo ℓ_d se puede expresar de la siguiente forma:

$$\ell_d = \frac{f_{se}}{21}d_b + (f_{ps} - f_{se})\frac{d_b}{7}$$

donde ℓ_d y d_b están en milímetros, y f_{ps} y f_{se} en MPa. El primer término representa la longitud de transferencia del torón, esto es, la distancia a la que el torón debe adherirse al hormigón para desarrollar el presfuerzo f_{se} . El segundo término representa la longitud adicional a la que el torón debe adherirse, de tal forma que se pueda desarrollar un esfuerzo f_{ps} , para la resistencia nominal del elemento.

La variación de la tensión en el torón, a lo largo de la longitud de desarrollo del mismo, se muestran en la [Fig. C12.9](#). Las expresiones para la longitud de transferencia y para longitud adicional adherida, necesaria para desarrollar un aumento en la tensión de $(f_{ps}-f_{se})$ se basan en ensayos de elementos

pretensados con torones limpios, con diámetros de 5, 7.5, y 12.5 mm, para los cuales el valor máximo de f_{ps} fue de 1 900 MPa. Vease las [Referencias 12.12, 12.13, 12.14](#).

La longitud de transferencia del torón es función de la configuración perimetral del área y de la condición superficial del acero, del esfuerzo en el acero y del método empleado para transmitir la fuerza del acero al hormigón. Un torón con una superficie ligeramente oxidada puede tener una longitud de transmisión bastante menor que un torón limpio. Cuando el torón se libera gradualmente se permitirá una longitud de transferencia menor que si se corta bruscamente.

Las disposiciones de la [sección 12.9](#) no se aplican a alambres lisos ni a cables anclados en los extremos. La longitud para un alambre liso podría ser considerablemente mayor debido a la ausencia de una trabazón mecánica. Podría ocurrir una falla de adherencia en flexión con alambres lisos cuando ocurra el primer deslizamiento.

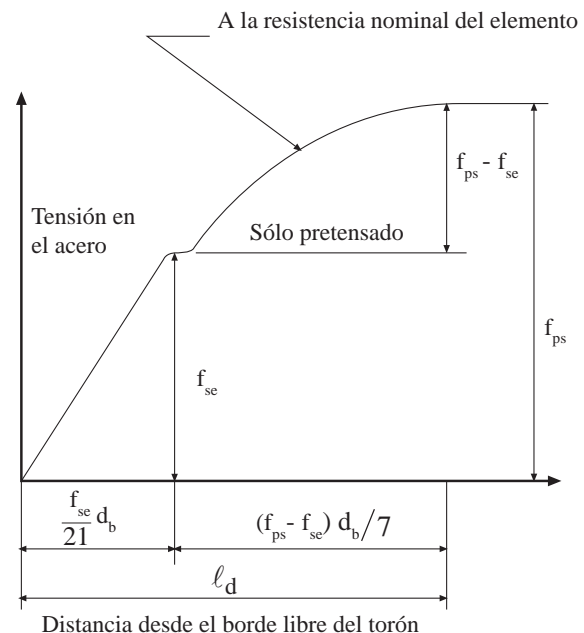


Fig. C12.9. Variación de la tensión en el acero a una distancia del extremo libre del torón

CÓDIGO

tienda hasta el extremo del elemento, y el diseño incluya tracciones para la carga de servicio en la zona precomprimida de tracción, como lo permite la [sección 18.4.2](#), se debe duplicar la longitud de desarrollo especificada en la [sección 12.9.1](#).

COMENTARIO

C12.9.3- Las pruebas exploratorias^{12.12} para estudiar el efecto de torones no adheridos (sin permitir que la adherencia se extienda hasta los extremos de los elementos) sobre el comportamiento de vigas pretensadas, indicaron que el comportamiento de estas vigas, con longitudes de anclaje del doble de lo requerido por la [sección 12.9.1](#) casi igualaron el comportamiento de vigas pretensadas similares, con torones totalmente adheridos en los extremos de la viga. Por lo tanto, se requerirá una longitud de desarrollo del doble para un torón no adherido totalmente hasta el extremo del elemento. Algunos resultados de pruebas posteriores^{12.15} indicaron que en elementos pretensados diseñados para tracción cero en el hormigón en condiciones de carga de servicio ([sección 18.4.2](#)), no es necesario duplicar la longitud de desarrollo para torones no adheridos.

CÓDIGO

12.10- Desarrollo de la armadura de flexión - Generalidades

12.10.1- Se permite desarrollar la armadura de tracción doblándola hacia el alma para anclarla o haciéndola continua con la armadura de la cara opuesta del elemento.

COMENTARIO

C12.10- Desarrollo de la armadura de flexión - Generalidades

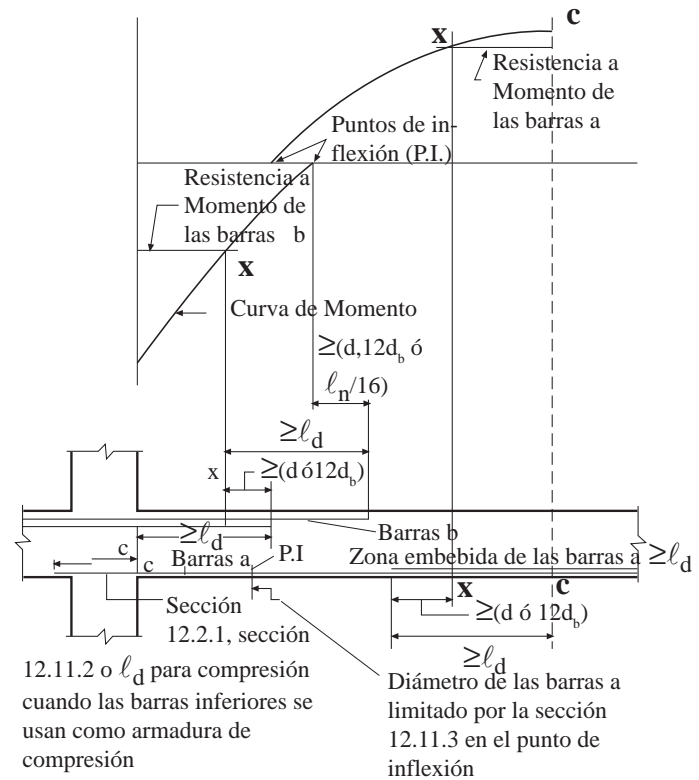


Fig. C12.10.2. Longitud de desarrollo de la armadura por flexión en una viga continua típica.

12.10.2- Las secciones críticas para el desarrollo de la armadura en elementos sometidos a flexión son los puntos que presentan tensiones máximas y puntos del vano donde termina o se dobla la armadura adyacente. Las disposiciones de la [sección 12.11.3](#) deben cumplirse.

12.10.3- La armadura se debe extender más allá del punto en el que ya no es necesaria para resistir flexión en una distancia igual a la altura útil del elemento o $12d_b$, la que sea mayor, excepto en los

C12.10.2- Las secciones críticas para una viga continua típica se indican con una “c” o una “x” en la Fig. C12.10.2. Para carga uniforme, la armadura positiva que se extiende dentro del apoyo es más apropiado que esté controlada por los requisitos de la [sección 12.11.3](#), en vez de considerar la longitud de desarrollo medida a partir del punto de momento máximo o del punto de corte de las barras.

C12.10.3- Los diagramas de momento que se utilizan por lo general en el diseño son aproximados; pueden producirse algunas desviaciones en la ubicación de los momentos máximos debido a cam-

CÓDIGO

apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de voladizos.

12.10.4- La armadura continua debe tener una longitud embebida no menor que la longitud de desarrollo ℓ_d más allá del punto en donde no se requiere armadura de tracción para resistir la flexión.

COMENTARIO

bios en las cargas, asentamientos de los apoyos, cargas laterales u otras causas. Una grieta de tracción diagonal en un elemento en flexión sin estribos puede cambiar la ubicación del esfuerzo calculado de tracción, aproximadamente una distancia **d**, hacia un punto en que el momento es igual a cero. Cuando se colocan estribos, este efecto es menos severo, aunque en cierta medida sigue estando presente.

Para tomar en cuenta las variaciones en la localización de los momentos máximos, el código requiere la extensión de la armadura hasta una distancia **d** o **12 d_b** más allá del punto en el que teóricamente ya no es necesario resistir la flexión, excepto en los casos indicados.

En la [Fig.C12.10.2](#) se ilustran los puntos de corte de las barras para cumplir con este requisito.

Cuando se usan barras de diferentes diámetros, la prolongación debe hacerse de acuerdo con el diámetro de la barra que se esté cortando. Una barra doblada hacia la cara lejana de la viga y continuada a partir de ahí, se puede considerar, de manera lógica, como efectiva para satisfacer las disposiciones de esta sección hasta el punto en el cual la barra cruza la mitad de la altura del elemento.

C12.10.4- En las zonas de tracción, se producen puntos de esfuerzos máximos en las barras restantes donde se cortan o doblan las barras adyacentes. En la [Fig. C12.10.2](#) se usa la letra “x” para indicar los puntos de esfuerzo máximo en las barras que continúan después de que se ha cortado parte de las barras. Si las barras se dejan tan cortas como lo permita el diagrama de momentos, estos esfuerzos máximos llegan a tomar el total de **f_y**, lo cual requiere una prolongación de ℓ_d completa como se indica. Esta prolongación puede exceder la longitud requerida por flexión.

CÓDIGO

12.10.5- La armadura por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se satisfaga la sección 12.10.5.1, 12.10.5.2 ó 12.10.5.3.

12.10.5.1- El corte mayorado en el punto terminal no exceda dos tercios de la resistencia al corte, ϕV_n .

12.10.5.2- Que se proporcione un área de estribos, que exceda lo requerido para la torsión y el corte, a lo largo de cada barra o alambre que termina en una distancia a partir del punto de término de la armadura igual a $3/4$ partes de la altura útil del elemento. El exceso de área A_v de los estribos no debe ser menor que $0.42 b_w s / f_y$. El espaciamiento s no debe exceder de $d / 8 \beta_b$ donde β_b es la razón entre el área de la armadura cortada y el área total de la armadura en tracción en la sección.

12.10.5.3- Para barras $\phi 36$ y menores, en que la armadura que continúa proporcione el doble del área requerida por la flexión en el punto terminal y el corte mayorado no exceda las $3/4$ partes de la resistencia al corte ϕV_n .

12.10.6- En elementos sujetos a flexión se debe proporcionar un anclaje adecuado para la armadura en tracción, cuando la tensión en la armadura no es directamente proporcional al momento, como ocurre en las zapatas en pendiente, escalonadas o de sección variable; en ménsulas; en elementos de gran altura sometidos a flexión; o en elementos en los cuales la armadura de tracción no es paralela a la cara de compresión. Véase las secciones 12.11.4 y 12.12.4 sobre elementos de gran altura sometidos a flexión.

COMENTARIO

C12.10.5- Se han presentado evidencias de reducción de la resistencia por corte y de pérdida de ductilidad cuando se terminan las barras en una zona en tracción, como se muestra en la [fig. C12.10.2](#). Como resultado, el código no permite que la armadura por flexión termine en las zonas de tracción, a menos que se satisfagan ciertas condiciones especiales. En zonas de tracción, las grietas por flexión tienden a abrirse anticipadamente en donde se termina cualquier armadura. Si el esfuerzo en la armadura que continúa y la resistencia al corte se aproximan ambos a sus valores límites, las grietas de tracción diagonal tienden a desarrollarse prematuramente a partir de grietas de flexión. Es poco probable que las grietas diagonales se formen en donde el esfuerzo de corte es bajo (sección 12.10.5.1). Las grietas diagonales se pueden restringir disminuyendo la separación de los estribos (sección 12.10.5.2). Un menor esfuerzo en el acero reduce la probabilidad de que dicho agrietamiento diagonal se presente (sección 12.10.5.3). Estos requisitos no pretenden aplicarse a los empalmes sujetos a tracción, cubiertos totalmente por las [secciones 12.15, 12.13.5](#) y la [sección 12.2](#).

C12.10.6- Los elementos tales como ménsulas, elementos de altura variable, y otros donde el esfuerzo en el acero f_s no disminuya linealmente en proporción a una reducción de momento, se requiere de una especial consideración para el desarrollo apropiado de la armadura sujeta a flexión. Para la ménsula que se muestra en la [fig. C12.10.6](#), el esfuerzo último en la armadura es casi constante y aproximadamente igual a f_y desde la cara del apoyo hasta el punto de carga. En este caso, el desarrollo de la armadura sujeta a flexión depende en gran parte del anclaje proporcionado en el extremo cargado. La [referencia 12.1](#) sugiere una barra transversal soldada como medio de proporcionar un anclaje efectivo en el extremo. Un gancho extremo, en el plano vertical, con el diámetro de doblado mínimo no resulta por completo efectivo, dado que en la esquina existe esencialmente hormigón sim-

ple en la proximidad de las cargas aplicadas. Para ménsulas anchas (perpendiculares al plano de la figura) y cargas que no se apliquen en la proximidad de las esquinas, las barras en forma de U en un plano horizontal proporcionan ganchos extremos efectivos.

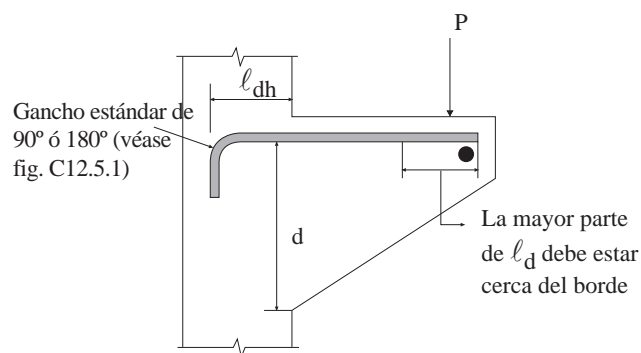


Fig. C12.10.6. Elemento especial fuertemente dependiente del anclaje en el extremo.

12.11- Desarrollo de la armadura para momento positivo

12.11.1- Por lo menos 1/3 de la armadura para momento positivo en elementos simplemente apoyados y 1/4 de la armadura para momento positivo en elementos continuos, se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar, por lo menos 150 mm dentro del apoyo.

12.11.2- Cuando un elemento sujeto a flexión sea parte fundamental de un sistema que resiste cargas laterales, la armadura para momento positivo que se requiere que se prolongue en el apoyo, de acuerdo con la sección 12.11.1, se debe anclar para que sea capaz de desarrollar tensión de fluencia especificada f_y en tracción en la cara de apoyo.

C12.11- Desarrollo de la armadura para momento positivo

C12.11.1- Se requiere que las cantidades especificadas de armadura por momento positivo se prolonguen hasta el apoyo, con el fin de tomar en cuenta cambios en los momentos debido a variaciones en la carga, al asentamiento de los apoyos y a cargas laterales.

C12.11.2- Cuando un elemento en flexión es parte del sistema principal que resiste las cargas laterales, cargas mayores que las previstas en el diseño pueden provocar inversión de momentos en el apoyo; una parte de la armadura positiva debe estar bien anclada en el apoyo. Este anclaje se requiere para asegurar la ductilidad de la respuesta en caso de tener sobre esfuerzos, tales como explosiones o sismos. No es suficiente usar más armadura con esfuerzos más bajos.

CÓDIGO

12.11.3- En los apoyos simples y en los puntos de inflexión, la armadura de tracción para momento positivo debe limitarse a un diámetro tal que ℓ_d calculado para f_y por la [sección 12.2](#) satisfaga la ecuación (12-2), excepto que la ecuación (12-2) no necesita satisfacerse para las armaduras que terminan más allá del eje central de los apoyos simples mediante un gancho estándar o un anclaje mecánico equivalente, como mínimo, a un gancho estándar.

$$\ell_d \leq \frac{M_n}{V_u} + \ell_a \quad (12-2)$$

donde

M_n es el momento resistente nominal suponiendo que toda la armadura de la sección sufre esfuerzos hasta la tensión de fluencia específica f_y .

V_u es esfuerzo de corte mayorado en la sección.

ℓ_a en el apoyo debe ser la longitud embebida más allá del centro del apoyo.

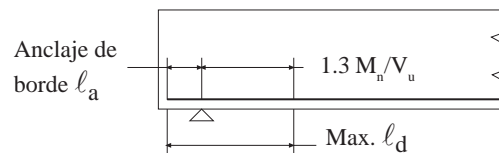
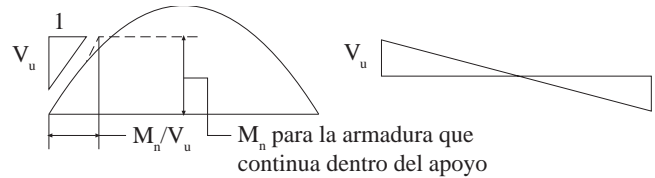
ℓ_a en el punto de inflexión debe limitarse a la altura útil del elemento o $12d_b$, el que sea mayor.

Se permite aumentar el valor de M_n/V_u en un 30% cuando los extremos de la armadura estén confinados por una reacción de compresión.

COMENTARIO

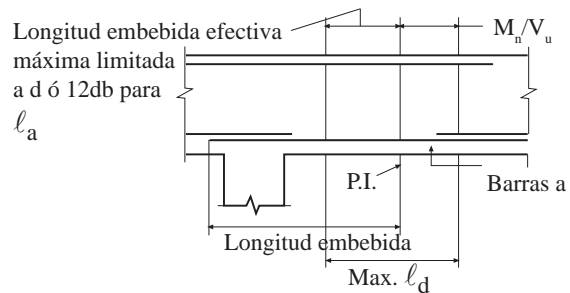
C12.11.3- En apoyos simples y en puntos de inflexión tales como los marcados “PI” en la fig. C12.10.2, el diámetro de la armadura positiva debe ser lo suficientemente pequeño para que la longitud de desarrollo de las barras, ℓ_d , no exceda de $M_n/V_u + \ell_a$ o en condiciones favorables de apoyo, a $1.3M_n/V_u + \ell_a$. La fig. C12.11.3 (a) ilustra el uso de esta disposición.

En el punto de inflexión el valor de ℓ_d no necesita exceder la extensión real de la barra utilizada más allá del punto de momento igual a cero. La porción M_n/V_u de la longitud disponible es una cantidad teórica que, por lo general, no se asocia con un punto obvio de esfuerzo máximo. M_n es la resistencia nominal de la sección transversal sin factor ϕ y no el momento mayorado aplicado.



Nota: El factor 1.3 se puede usar sólo si la reacción confina los extremos de la armadura

(a) Tamaño máximo de la barra en un apoyo simple



(b) Tamaño máximo de la barra “a” en el punto de inflexión

Fig. C12.11.3. Criterio para determinar el tamaño máximo de la barra de acuerdo a la sección 12.11.3.

12.11.4- En apoyos simples de elementos de gran altura sometidos a flexión, la armadura de tracción por momento positivo debe anclarse para desarrollar la tensión de fluencia especificada f_y en tracción en la cara del apoyo. En apoyos interiores de elementos de gran altura sometidos a flexión, la armadura de tracción por momento positivo debe ser continua o estar empalmada con la del vano adyacente.

La longitud M_n/V_u corresponde a la longitud de desarrollo para la barra de mayor diámetro obtenida de la ecuación de adherencia por flexión previamente utilizada $\Sigma_o = V/ud$, donde u es el esfuerzo de adherencia, y jd es el brazo de momento. En la edición de 1971 del ACI 318, este requisito de anclaje se hizo menos estricto en comparación con las ediciones anteriores, considerando la longitud de anclaje disponible en el extremo ℓ_a , e incluyendo un 30% de aumento para M_n/V_u cuando los extremos de la armadura estén confinados por una reacción de compresión.

Como ejemplo, suponga que se utiliza un diámetro de barra en un apoyo simple de tal manera que ℓ_d , calculado de acuerdo con la [sección 12.2](#), sea igual a $0.02A_b f_y / \sqrt{f'_c}$.

El diámetro de barra proporcionado es satisfactorio solamente si $0.02A_b f_y / \sqrt{f'_c}$ no excede de $1.3M_n/V_u + \ell_a$.

El valor de ℓ_a que debe usarse en los puntos de inflexión está limitado por la altura efectiva del elemento d , o a 12 diámetros de la barra ($12d_b$), el que sea mayor. La [figura 12.11.3 \(b\)](#) ilustra esta disposición en los puntos de inflexión. La limitación ℓ_a se incluye porque no existen datos de ensayos que demuestren que una gran longitud de anclaje en el extremo será completamente efectiva al desarrollar una barra que tiene una longitud corta entre un punto de inflexión y un punto de esfuerzo máximo.

C12.11.4- El uso de un modelo de puntales y amarraz para el diseño de elementos de gran altura sometidos a flexión clarifica que existe una tracción significativa en la armadura en la cara del apoyo. Esto requiere que la armadura de tracción sea continua o sea desarrollada a través y más allá del apoyo^{12.16}.

CÓDIGO

12.12- Desarrollo de la armadura para momento negativo

12.12.1- La armadura para momento negativo en un elemento continuo, restringido, o en voladizo, o en cualquier elemento de un marco rígido, debe anclarse en o a través de los elementos de apoyo mediante una longitud embebida, ganchos o anclajes mecánicos.

12.12.2- La armadura para momento negativo debe tener una longitud embebida en el vano según lo requerido en las [secciones 12.1 y 12.10.3](#).

12.12.3- Por lo menos $1/3$ de la armadura total por tracción en el apoyo proporcionada para resistir momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que la altura útil del elemento, $12d_b$ ó $1/16$ de la luz libre, la que sea mayor.

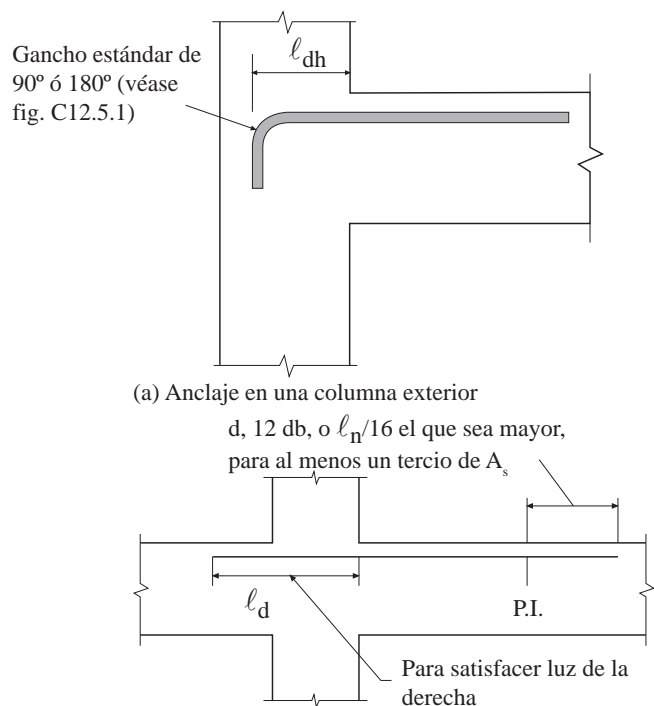
12.12.4- En apoyos interiores de vigas de gran altura sometidas a flexión, la armadura de tracción por momento negativo debe ser continua con la de los vanos adyacentes.

COMENTARIO

C12.12- Desarrollo de la armadura para momento negativo

En la figura C12.12 se ilustran dos métodos para satisfacer los requisitos de anclaje de la armadura en tracción más allá de la cara de apoyo. Para el anclaje de la armadura por medio de ganchos, véase la [sección 12.5 de los Comentarios](#).

La sección 12.12.3 toma en consideración los posibles cambios del diagrama de momento en un punto de inflexión, como se explica en la [sección 12.10.3 de estos Comentarios](#). Este requisito puede exceder al de la [sección 12.10.3](#) y controla la disposición más estricta.



Nota: Normalmente este anclaje se transforma en parte de la armadura de la viga adyacente.

(b) Anclaje dentro de la viga adyacente

Fig. C12.12 Desarrollo de la armadura por momento negativo.

CÓDIGO

12.13- Desarrollo de la armadura del alma

12.13.1- La armadura del alma debe colocarse tan cerca de las superficies de tracción y compresión del elemento como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otras armaduras.

12.13.2- Los extremos de las ramas individuales de los estribos en U, simples o múltiples, deben anclarse de acuerdo a lo indicado en las secciones 12.13.2.1 a la 12.3.2.5.

12.13.2.1- Para barras $\phi 16$ y alambre de 16 mm de diámetro y menores y para barras $\phi 18$, 22 y 25 con f_y igual a 280 MPa o menos, un gancho estándar alrededor de la armadura longitudinal.

12.13.2.2- Para estribos $\phi 18$, 22 y 25 con f_y mayor que 280 MPa, un gancho de estribo estándar alrededor de una barra longitudinal más una longitud embebida entre el punto medio de la altura del elemento y el extremo exterior del gancho igual o mayor que $0.17d_b f_y / \sqrt{f'_c}$.

COMENTARIO

C12.13- Desarrollo de la armadura del alma

C12.13.1- Los estribos deben estar lo más cerca posible de la cara de compresión del elemento, debido a que cerca de la carga última las grietas de tracción por flexión penetran profundamente.

C12.13.2- Los requisitos de anclaje o desarrollo para estribos compuestos de barras o alambre con resaltes se cambiaron en la edición de 1989 para simplificar los requisitos. Se suprimió el anclaje recto ya que este estribo es difícil de mantener en su lugar durante la colocación del hormigón, y la ausencia de un gancho puede hacer inefectivo un estribo, dado que cruza grietas de corte cerca del extremo del estribo.

C12.13.2.1- Para una barra $\phi 16$ o más pequeña, el anclaje se proporciona por medio de un gancho estándar en el estribo, tal como se define en la [sección 7.1.3](#), enganchado alrededor de una barra longitudinal. La edición de 1989 eliminó la necesidad de una longitud recta embebida además del gancho para estas barras pequeñas, pero la sección 12.13.1 exige un estribo de altura completa. Del mismo modo, estribos más grandes con f_y igual o menor que 280 MPa están suficientemente anclados con un gancho estándar en el estribo alrededor de la armadura longitudinal.

C12.13.2.2- Dado que no es posible hacer un doblez muy cerrado de estribos $\phi 18$, 22, 25 alrededor de una barra longitudinal, y debido a la fuerza en una barra con una tensión de diseño mayor que 280 MPa, el anclaje de estribos depende tanto del valor del gancho como de cualquier longitud de desarrollo que se proporcione. Una barra longitudinal dentro de un gancho en el estribo limita el ancho de cualquier grieta por flexión, aún en una zona de tracción. Dado que tal gancho en el estribo no puede fallar por hendimiento paralelo al plano de la barra con gancho, la resistencia del gancho tal como se

12.13.2.3- Para cada rama de una malla soldada de alambre liso que forme un estribo en U sencillo, ya sea por:

- (a) Dos alambres longitudinales colocados con un separación de 50 mm a lo largo del elemento en la parte superior de la U.
- (b) Un alambre longitudinal colocado a no más de $d/4$ de la cara en compresión, y un segundo alambre más cercano a la cara en compresión y separado por lo menos 50 mm del primero. Se permite que el segundo alambre esté colocado en una rama del estribo después de un doblé, o en un doblé que tenga un diámetro interior de doblé no menor de $8d_b$.

12.13.2.4- Para cada extremo de un estribo de una rama de malla de alambre electrosoldado, liso o estriado, dos alambres longitudinales con una separación mínima de 50 mm y con el alambre inte-

utiliza en la [sección 12.5.2](#) ha sido ajustada para reflejar el recubrimiento y el confinamiento alrededor del gancho del estribo.

Para estribos con f_y de sólo 280 MPa, un gancho de estribo proporciona suficiente anclaje, y estas barras están cubiertas en la [sección 12.13.2.1](#). Para barras con resistencias más altas se debe verificar la longitud embebida. Se prefiere un gancho de 135° ó 180° , pero se puede utilizar un gancho de 90° sí el extremo libre del gancho se prolonga 12 diámetros de la barra como se requiere en [7.1.3](#).

C12.13.2.3- Los requisitos para el anclaje de estribos de malla electrosoldada de alambre liso se ilustran en la fig. C12.13.2.3.

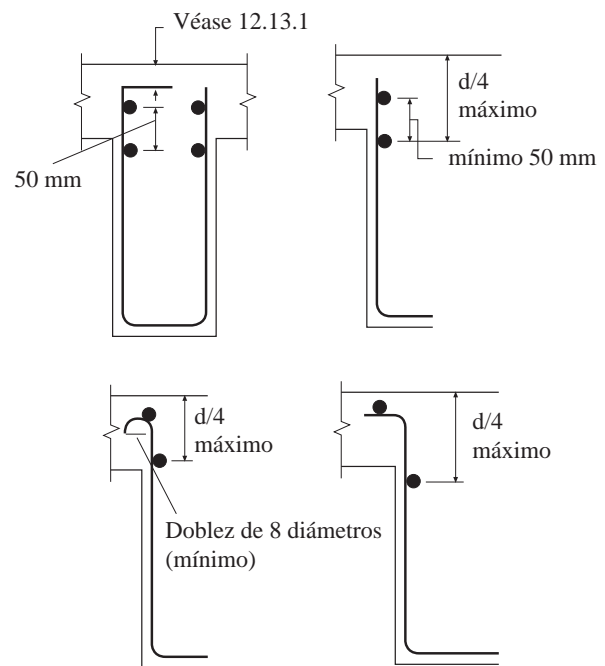


Fig. C12.13.2.3. Anclajes de estribos U de malla electrosoldada de alambre liso en la zona de compresión.

C12.13.2.4- El empleo de malla electrosoldada de alambre como armadura por corte se ha vuelto común en la industria de prefabricados y pretensados de hormigón. Las razones para aceptar láminas rec-

CÓDIGO

rior al menos a $d/4$ ó 50 mm, según lo que sea mayor, desde media altura del elemento $d/2$. El alambre longitudinal exterior en la cara de tracción no debe estar más lejos de la cara que la porción de la armadura primaria de flexión más cercana a la cara.

COMENTARIO

tas de malla de alambre como armadura por corte se presentan en un informe conjunto del Comité ad hoc PCI/WRI sobre Malla de Alambre Electrosoldada para Armadura por Corte.^{12.17}

Las disposiciones para anclaje de malla electrosoldada de alambre de una sola rama en la cara de tracción, subrayan la ubicación del alambre longitudinal a la misma altura que la armadura principal de flexión para evitar el problema de hendimiento a nivel del acero de tracción. La fig. C12.13.2.4 ilustra los requisitos de anclaje para malla electrosoldada de alambre de una sola rama. Para el anclaje de malla electrosoldada de alambre de una sola rama, el código permite ganchos y una longitud embebida en las caras de compresión y de tracción de los elementos (secciones 12.13.2.1 y 12.13.2.3) y sólo la longitud embebida en la cara de compresión (sección 12.13.2.2). La sección 12.13.2.4 tiene disposiciones para anclaje de malla electrosoldada de alambre recta, de una sola rama, donde se emplea el anclaje del alambre longitudinal con una longitud adecuada embebida en las caras de compresión y de tracción de los elementos.

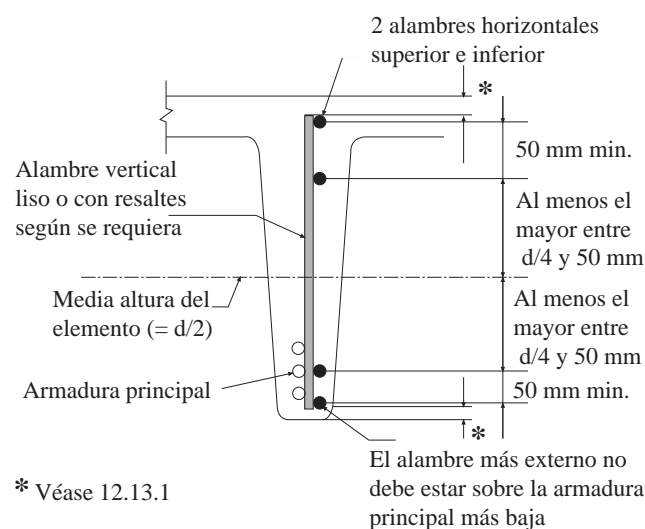


Fig. C12.13.2.4. Anclaje de la armadura de corte formado por una rama de malla electrosoldada de alambre.

CÓDIGO

12.13.2.5- En losas nervadas, como se definen en la sección 8.11, para barras $\phi 12$ y alambres de 12mm de diámetro o menores, un gancho estándar.

12.13.3- Entre los extremos anclados, cada doblez en la parte continua de los estribos en U, sencillos o múltiples, debe llevar una barra longitudinal.

12.13.4- Las barras longitudinales dobladas para trabajar como armadura de corte, si se extienden dentro de una zona de tracción, deben ser continuas con la armadura longitudinal, y si se extienden dentro de una zona de compresión, deben anclarse más allá de la mitad de la altura útil, $d/2$, como se especifica para la longitud de desarrollo en la [sección 12.2](#) para la fracción de f_y que se necesita para satisfacer la [ecuación \(11-17\)](#).

12.13.5- Las parejas de estribos o amarras en U colocados para que formen una unidad cerrada deben considerarse adecuadamente empalmados cuando la longitud del traslape sea de $1.3\ell_d$. En elementos con una altura útil de al menos 500 mm, los empalmes con $A_b f_y$ no mayor que 40 kN por rama se pueden considerar adecuados si las ramas de los estribos se prolongan a lo largo de la altura total disponible del elemento.

12.14- Empalmes de la armadura - Generalidades

12.14.1- En la armadura sólo se permite hacer empalmes cuando lo requieran o permitan los planos de cálculo, las especificaciones, o si lo autoriza el Ingeniero.

COMENTARIO

C12.13.2.5- En nervaduras, un alambre o barra pequeña puede ser anclada con un gancho estándar que no se agarre a la armadura longitudinal, permitiendo que una barra doblada en forma continua forme una serie de estribos de un sola rama en la nervadura.

C12.13.5- Estos requisitos para el traslape de los estribos dobles en U, a fin de formar estribos cerrados, prevalecen sobre las disposiciones de la [sección 12.15](#).

C12.14- Empalmes de la armadura - Generalidades

Cuando sea posible, los empalmes deben estar ubicados lejos de los puntos de máximo esfuerzo de tracción. Los requisitos de traslapes de la [sección 12.15](#) alientan esta práctica.

CÓDIGO

12.14.2- Traslapes

12.14.2.1- Para las barras mayores de $\phi 36$ no se deben utilizar traslapes, excepto para los casos indicados en la [sección 12.16.2](#) y [15.8.2.3](#).

12.14.2.2- Los traslapes de paquetes de barras deben basarse en la longitud de traslape requerida para las barras individuales del paquete, aumentada de acuerdo con la [sección 12.4](#). Los traslapes de las barras individuales del paquete no deben superponerse. No deben traslaparse paquetes enteros.

12.14.2.3- En elementos sometidos a flexión las barras traslapadas que no quedan en contacto entre sí no deben separarse transversalmente a más de $1/5$ de la longitud de traslape requerida, ni más de 150 mm.

12.14.3- Empalmes soldados y mecánicos

12.14.3.1- Debe permitirse el uso de empalmes soldados o mecánicos.

12.14.3.2 – Un empalme mecánico completo debe desarrollarse en tracción o compresión, según sea requerido, al menos un 125% de la tensión de fluencia especificada de la barra, f_y .

COMENTARIO

C12.14.2- Traslapes

C12.14.2.1- Debido a la carencia de datos experimentales adecuados sobre traslapes de barras $\phi 44$ y 56 en compresión y en tracción, el traslape de estos tamaños de barras está prohibido, excepto en lo permitido por las [secciones 12.16.2](#) y [15.8.2.3](#) para traslapes de compresión de barras $\phi 44$ y 56 con barras menores.

C12.14.2.2- El incremento requerido en la longitud de los traslapes para los paquetes de barras se basa en la reducción del perímetro expuesto de dichas barras. Las barras en paquete se empalman traslapando barras individuales a lo largo de la longitud del paquete.

C12.14.2.3- Si las barras individuales en un traslape sin contacto están demasiado separadas se crea una sección no armada. Entonces, como precaución mínima debe forzarse a la grieta potencial para que siga una línea en zigzag (pendiente 5 a 1). El espaciamiento máximo de 150 mm se agrega debido a que la mayoría de los datos de ensayos sobre el traslape de barras con resalte se obtuvieron con armadura que estuvo dentro de este espaciamiento.

C12.14.3- Empalmes soldados y mecánicos

C12.14.3.2 – La tensión máxima de la armadura usada para el diseño dentro del código es la tensión especificada de fluencia. Para asegurar la suficiente resistencia en los empalmes de manera que se pueda producir la fluencia en un elemento y evitarse así la falla frágil, se seleccionó el 25% de incremento sobre la tensión de fluencia tanto como un valor mínimo por seguridad y un valor máximo por economía.

CÓDIGO

12.14.3.3- Excepto en lo dispuesto por este código, toda soldadura debe estar de acuerdo con “Structural Welding Code - Reinforcing Steel” (ANSI/AWS D1.4).

12.14.3.4- Un empalme totalmente soldado debe desarrollar, por lo menos, un 125% de la tensión de fluencia especificada f_y de la barra.

12.14.3.5- Los empalmes soldados o mecánicos que no cumplan con los requisitos de las secciones 12.14.3.2 ó 12.14.3.4 se permiten sólo para barras ϕ 16 y menores y de acuerdo con la [sección 12.15.4](#).

COMENTARIO

C12.14.3.3- Véase en la [sección C3.5.2](#) una discusión sobre la soldadura.

C.14.3.4- El empalme totalmente soldado está pensado principalmente para barras grandes (ϕ 18 y mayores) en elementos principales. El requisito de resistencia a la tracción, de 125% de la tensión de fluencia especificada está pensado para lograr una soldadura sana, adecuada también para compresión. En la [sección C12.14.3.2](#) se puede encontrar una discusión sobre la resistencia. La edición de 1995 eliminó el requisito que las barras sean juntadas a tope dado que ANSI/AWS D 1.4 indica que donde sea práctico, los empalmes con apoyo directo son preferibles para barras ϕ 22 y superiores.

C12.14.3.5- Se permite el empleo de empalmes soldados o mecánicos de resistencia menor al 125% de la tensión de fluencia, si se cumple con los criterios mínimos de diseño de la [sección 12.15.4](#). Por consiguiente, en ciertas condiciones se permiten los traslapes soldados de las barras, con o sin material de respaldo, la soldadura a placas de conexión, y los traslapes de contacto en los extremos. La edición de 1995 limitó estas soldaduras y conexiones de baja resistencia a barras ϕ 16 y menores, debido a la naturaleza potencialmente frágil de la falla de estas soldaduras.

CÓDIGO

12.15- Empalmes de alambres y barras con resaltes sometidas a tracción

12.15.1- La longitud mínima del traslape en tracción debe ser la requerida para empalmes clases A o B, pero no menor que 300 mm, donde:

Traslape clase A **1.0** ℓ_d
Traslape clase B **1.3** ℓ_d

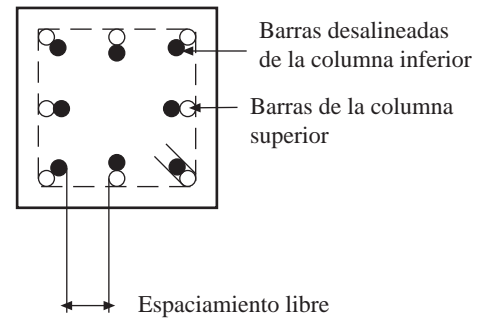
donde ℓ_d es la longitud de desarrollo por tracción para la tensión de fluencia especificada f_y , de acuerdo con la [sección 12.2](#) y sin el factor de modificación de la [sección 12.2.5](#).

COMENTARIO

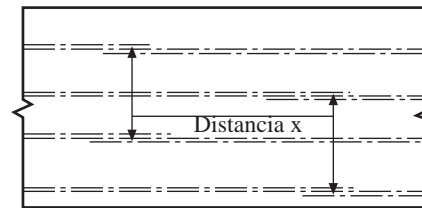
C12.15- Empalmes de alambres y barras con resaltes sometidas a tracción

C12.15.1- Los traslapes sometidos a tracción se clasifican como tipo A y B, en los cuales la longitud de traslape es un múltiplo de la longitud de desarrollo en tracción ℓ_d . La longitud de desarrollo ℓ_d empleada para obtener la longitud del traslape debe basarse en f_y porque las clasificaciones de empalmes ya reflejan cualquier exceso de armadura en el sitio del empalme; por lo tanto, no debe emplearse el factor para A_s en exceso de la [sección 12.2.5](#). Cuando muchas barras ubicadas en el mismo plano se empalman en la misma sección, el espaciamiento libre es la distancia mínima entre empalmes adyacentes. Para traslapes en columnas con barras desalineadas, la [Fig. C12.15.1 \(a\)](#) ilustra el espaciamiento libre que debe usarse. Para traslapes escalonados, el espaciamiento libre es la mínima distancia entre traslapes adyacentes [distancia x en la [Fig. C12.15.1. \(b\)](#)]

La edición de 1989 contenía varios cambios en la longitud de desarrollo en tracción, que eliminan muchas de las inquietudes relacionadas con empalmes de tracción debido a barras muy cercanas entre sí con un recubrimiento mínimo. Así pues, el traslape de clase C fue eliminado, aunque las longitudes de desarrollo en las cuales se basan las longitudes de traslape, en algunos casos se han incrementado. El Comité 318 consideró las sugerencias de muchas fuentes, incluyendo el Comité 408, pero ha retenido una longitud de traslape de dos niveles primordialmente para alentar a los diseñadores a traslapar barras en puntos de esfuerzo mínimo, y para alternar traslapes para mejorar el comportamiento de detalles críticos.



(a) Barras desalineadas en columnas



(b) Empalmes escalonados

Fig. C12.15.1. Espaciamiento libre de barras traslapadas.

12.15.2- Los traslapes de alambres y barras con resaltes sujetos a tracción deben ser traslapes clase B, excepto que se admiten traslapes de clase A cuando: (a) el área de armadura proporcionado es al menos el doble que el requerido por análisis a todo lo largo del traslape y (b) la mitad, o menos, de la armadura total está traslapada dentro de la longitud del traslape requerido.

C12.15.2- Los requisitos para traslapes en tracción de la sección 12.15.2 fomentan la localización de los traslapes fuera de las zonas de altos esfuerzos de tracción, hacia donde el área del acero proporcionado en la localización del traslape sea por lo menos 2 veces la requerida por el análisis. La Tabla C12.15.2 muestra los requisitos para traslapes tal y como presentaban en anteriores ediciones.

TABLA C12.15.2
Traslapes de tracción

$\frac{A_s \text{ proporcionado}^*}{A_s \text{ requerido}}$	Porcentaje máximo de A_s traslapado en la longitud requerida para dicho traslape	
	50	100
Igual o mayor que 2	clase A	clase B
menor que 2	clase B	clase B

* Razón entre el área de armadura proporcionado y la requerida por cálculo en la zona de traslape

12.15.3- Los empalmes soldados o mecánicos utilizados donde el área de armadura proporcionada es menor del doble de la requerida por el análisis, deben cumplir con los requisitos de la [sección 12.14.3.2](#) o de la [12.14.3.4](#).

12.15.4- Los empalmes soldados o mecánicos que no cumplen con los requisitos de las [secciones 12.14.3.2](#) ó [12.14.3.4](#) se permiten para barras ϕ 16 o menores cuando el área de armadura proporcionada es, por lo menos, el doble de la requerida por el análisis, y se cumple con las secciones 12.15.4.1. y 12.15.4.2.

12.15.4.1- Los empalmes deben estar escalonados cuando menos 600 mm., de tal manera que desarrollen en cada sección, por lo menos, 2 veces la fuerza de tracción calculada en esa sección, pero no menos de 140 MPa para el área total de armadura proporcionada.

12.15.4.2- Al calcular las fuerzas de tracción desarrolladas en cada sección, evalúe la armadura empalmada con la resistencia especificada del traslape. La armadura no empalmada debe evaluarse con aquella fracción de f_y definida por la razón de la

C12.15.3- Un empalme soldado o mecánico debe desarrollar, por lo menos, un 125% de la tensión de fluencia especificada cuando se encuentra localizado en regiones con elevadas tracciones en la armadura. Dichos empalmes no necesitan estar escalonados, aunque dicho escalonamiento es aconsejable donde el área de armadura es menos del doble de la requerida por cálculo.

C12.15.4- Véase el [comentario de la sección 12.14.3.5](#). La sección C12.15.4. describe la situación en que se puede utilizar empalmes soldados o uniones mecánicas de menor resistencia que el 125% de la tensión de fluencia especificada de la armadura. Se relajan los requisitos para empalmes donde éstos están alternados y se dispone de un área de armadura en exceso. El criterio del doble de la fuerza de tracción calculada se emplea para incluir secciones que contengan empalmes parciales en tracción, con diversos porcentajes del acero total continuo. El empalme parcial usual en tracción debe consistir en un cordón de soldadura entre las barras o entre una barra y una pieza de acero estructural.

Para detallar este tipo de soldadura, su longitud debe estar especificada. Estas soldaduras están clasificadas como el producto de la longitud total de la soldadura y el tamaño de la ranura (que se establece mediante el tamaño de la barra) por el esfuerzo

CÓDIGO

longitud de anclaje real más corta a ℓ_d requerida para desarrollar la tensión de fluencia especificada f_y .

12.15.5- Los empalmes en “elementos de amarre en tracción” se deben hacer con un empalme soldado o mecánico completo, de acuerdo con las [secciones 12.14.3.2](#) ó [12.14.3.4](#), y los empalmes en las barras adyacentes deben estar escalonados por lo menos a 750 mm.

12.16- Empalmes de barras con resaltes sometidas a compresión

COMENTARIO

de diseño permitido por el “Structural Welding Code Reinforced Steel” (ANSI/AWS D1.4).

Se puede usar un empalme soldado o mecánico completo de acuerdo con las [secciones 12.14.3.2](#) ó [12.14.3.4](#) sin el requisito de escalonamiento en vez de la soldadura o conexión de baja resistencia.

C12.15.5- Un elemento de amarre en tracción tiene las siguientes características: un elemento que tiene una fuerza de tracción axial suficiente para crear tracción sobre la sección transversal; un nivel tal de esfuerzo en la armadura que todas las barras deben ser completamente efectivas; y un recubrimiento limitado de hormigón en todos sus lados. Algunos elementos que, como ejemplo, se pueden clasificar como elementos de amarre en tracción son tensores en arcos, colgadores que transmiten la carga a una estructura de soporte superior y elementos principales de tracción en una cercha.

Al determinarse si un elemento debe clasificarse como elemento de amarre en tracción, debe prestarse atención a la importancia, función, proporciones y condiciones de esfuerzo del mismo en relación con las características antes mencionadas. Por ejemplo, el gran tanque circular común con muchas barras y con traslapes bien escalonados con suficiente espaciamiento no debe clasificarse como un elemento de amarre en tracción, lo que permite el uso de traslapes clase B.

C12.16- Empalmes de barras con resaltes sometidas a compresión

La investigación sobre adherencia ha estado principalmente relacionada con barras en tracción. El comportamiento por adherencia de las barras en

12.16.1- La longitud de un traslape en compresión debe ser de $0.07 f_y d_b$, para f_y igual a 420 MPa o menor, o $(0.13 f_y - 24)d_b$ para f_y mayor que 420 MPa, pero no debe ser menor que 300 mm. Para f'_c menor que 20 MPa, la longitud del traslape debe incrementarse en 1/3.

12.16.2- Cuando se traslapan barras de diferente diámetro en compresión, la longitud del traslape debe ser mayor que: la longitud de desarrollo de la barra de tamaño mayor, o la longitud de traslape de la barra de diámetro menor. Se permite traslapar barras $\phi 44$ y 56 con barras $\phi 36$ y de diámetro menor.

compresión no se complica por el problema del agrietamiento transversal de tracción, y por lo tanto, los empalmes en compresión no requieren de disposiciones tan estrictas como las especificadas para los empalmes en tracción. En ediciones posteriores del ACI 318 se han conservado las longitudes mínimas para los traslapes en columnas, originalmente incluidos en la edición 1956 del ACI 318, aplicándolas también a barras sujetas a compresión en vigas, al igual que a aceros de mayor resistencia. Desde la edición 1971 no se ha hecho ningún cambio en las especificaciones para empalmes en compresión.

C12.16.1- Esencialmente, los requisitos de traslapes para los empalmes en compresión han permanecido iguales desde la edición 1963 del ACI 318.

Los valores dados en la edición de 1963 se modificaron en 1971 para reconocer diversos grados de confinamiento y para permitir diseños con armadura con una tensión de fluencia hasta de 550 MPa. Los ensayos [12.1](#), [12.18](#) han demostrado que la resistencia de los empalmes en compresión depende considerablemente del apoyo en el extremo y, por consiguiente, no aumentan de resistencia de manera proporcional cuando se duplica la longitud de dichos empalmes. Por lo tanto, para resistencias a la fluencia de más de 420 MPa, las longitudes de traslapes en compresión se han incrementado de manera significativa, excepto cuando existe confinamiento por zunchos (como en las columnas con zuncho) donde el aumento es aproximadamente del 10% para un incremento en la tensión de fluencia de 420 MPa hasta 525 MPa.

C12.16.2- La longitud del traslape debe calcularse basada en la mayor entre: la longitud de traslape en compresión de la barra de tamaño menor, o la longitud de desarrollo en compresión de la barra de tamaño mayor. Por lo general, los traslapes están prohibidos para barras $\phi 44$ y 56; no obstante, sólo para compresión se permiten traslapes de barras $\phi 44$ o $\phi 56$ a barras $\phi 36$ o menores.

12.16.3- Los empalmes soldados o mecánicos usados en compresión deben cumplir con los requisitos de la [sección 12.14.3.2](#) ó [12.14.3.4](#).

12.16.4- Empalmes de tope

12.16.4.1- En las barras que se requieren sólo para compresión, se permite transmitir la tensión de compresión por apoyo directo a través de cortes a escuadra, mantenidos en contacto concéntrico por medio de un dispositivo adecuado.

12.16.4.2- Los extremos de las barras deben terminar en superficies planas que formen un ángulo recto con el eje de la barra, con una tolerancia de 1.5°, y deben ser ajustadas con una tolerancia de 3° respecto al apoyo completo después del ensamble.

12.16.4.3- Los traslapes de tope se deben usar únicamente en elementos que tengan estribos o amarrazas cerradas o zunchos.

12.17- Requisitos especiales de empalmes para columnas

12.17.1- Los traslapes, empalmes mecánicos, empalmes soldados a tope, conexiones mecánicas, o empalmes de tope deben usarse, con las limitaciones de las [secciones 12.17.2](#) a la [12.17.4](#) . Los empalme deben satisfacer los requisitos para todas las combinaciones de carga de la columna.

C12.16.4- Empalmes de tope

C12.16.4.1- La experiencia con empalmes de tope ha sido casi exclusivamente con barras verticales en columnas. Cuando las barras están significativamente inclinadas de la vertical, se requiere atención especial para garantizar que se logre y se mantenga el contacto adecuado de apoyo en el extremo.

C12.16.4.2- Estas tolerancias se incluyeron en la edición de 1971, representando la práctica basada en ensayos de elementos de tamaño natural con barras ϕ 56.

C12.16.4.3- Esta limitación se incluyó en la edición de 1971 para garantizar una resistencia mínima al corte en secciones con empalmes de tope.

C12.17- Requisitos especiales de empalmes para columnas

En columnas sometidas a cargas axiales y de flexión, se pueden presentar esfuerzos por tracción en una cara de la columna con excentricidades grandes o moderadas, tal como se muestra en la [fig. C12.17](#). Cuando dichas tracciones se presentan, la [sección 12.17](#) especifica que deben utilizarse empalmes de tracción, o en su defecto, proporcionarse una resistencia a la tracción adecuada. Además, se requiere de una capacidad mínima a la tracción en cada cara de las columnas, aun cuando el análisis indique únicamente compresión.

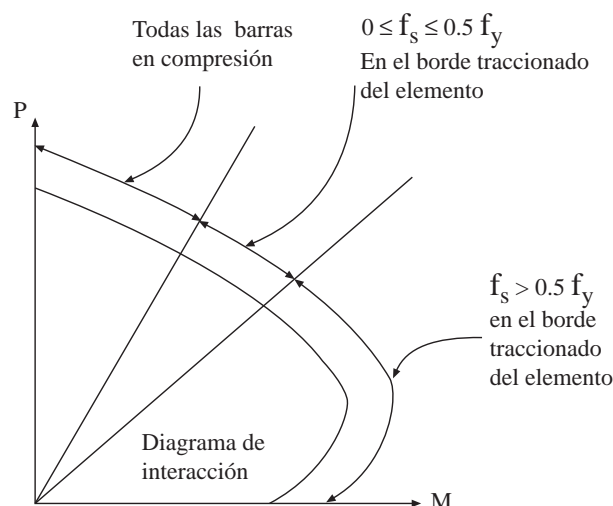


Fig. C12.17. Requisitos especiales para empalmes en columnas.

La edición de 1989 clarifica esta sección considerando que un traslape de compresión tiene una capacidad de tracción de por lo menos un cuarto de f_y , lo que simplifica los requisitos de cálculo sugeridos en las ediciones anteriores.

Debe notarse que el empalme en columnas debe satisfacer requisitos para todas las combinaciones de carga de la columna. Frecuentemente, la combinación básica de carga gravitacional tendrá prioridad en el diseño de la columna misma, pero una combinación de carga que incluya viento o sismo puede inducir una tracción mayor en algunas barras de las columnas, y los empalmes para columnas deben diseñarse para esta tracción.

12.17.2- Traslapes en columnas

12.17.2.1- Cuando la tensión de las barras debido a las cargas mayoradas es de compresión, los traslapes deben cumplir con 12.16.1, 12.16.2, y cuando sea aplicable 12.17.2.4 o 12.17.2.5.

C12.17.2- Traslapes en columnas

C12.17.2.1- La edición de 1989 del ACI 318 se simplificó para barras en columnas que están siempre en compresión, considerando que un traslape en compresión tiene adecuada resistencia a tracción para excluir requisitos especiales.

12.17.2.2- Cuando la tensión de las barras debido a las cargas mayoradas es de tracción, y no excede $0.5f_y$ en tracción, los traslapes por tracción deben ser clase B si más de la mitad de las barras se traslapan en cualquier sección, o traslapes por tracción de clase A si la mitad o menos de las barras están traslapadas en cualquier sección, y los traslapes alternos están escalonados en ℓ_d .

12.17.2.3- Cuando la tensión de las barras debido a cargas mayoradas es mayor que $0.5f_y$ en tracción, los traslapes por tracción deben ser clase B.

12.17.2.4- En elementos sujetos a compresión en que las amarras a lo largo de toda la longitud del traslape tengan un área efectiva no menor que $0.0015hs$, se permite multiplicar la longitud del traslape por 0.83, pero la longitud de traslape no debe ser menor que 300 mm. Las ramas de la amarra perpendiculares a la dimensión h deben usarse para determinar el área efectiva.

C12.17.2.4- Se permiten longitudes de traslape reducidas cuando el empalme está encerrado en toda su longitud por un número mínimo de amarras.

Las ramas de la amarra perpendiculares a cada dirección se calculan por separado y el requisito debe ser satisfecho en cada dirección. Esto se ilustra en la Fig. C12.17.2, en donde cuatro ramas son efectivas en una dirección y dos ramas en la otra dirección. Este cálculo es crítico en una dirección que normalmente puede determinarse por inspección.

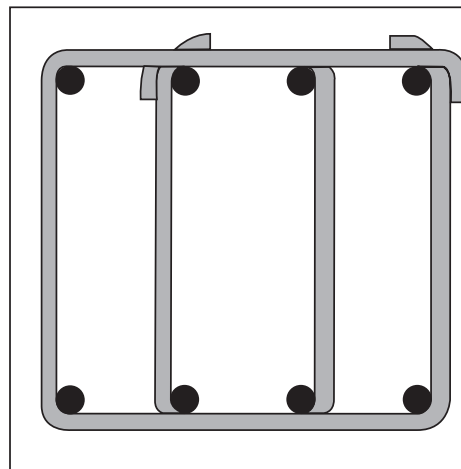


Fig. C12.17.2 Para calcular el área efectiva se utilizan las ramas de la amarra que cruzan el eje de flexión. En el caso mostrado son efectivas cuatro ramas.

12.17.2.5- En elementos sometidos a compresión con zunchos, se permite multiplicar la longitud del traslape de las barras dentro del zuncho por 0.75, pero dicha longitud no debe ser menor de 300 mm.

C12.17.2.5- Las longitudes de los traslapes por compresión pueden reducirse cuando el traslape está encerrado en toda su longitud por zunchos, debido a la mayor resistencia al hendimiento. Los zunchos deben cumplir con los requisitos de las [secciones 7.10.4 y 10.9.3](#).

12.17.3- Empalmes soldados o mecánicos en columnas

Los empalmes soldados o mecánicos en columnas deben cumplir con los requisitos de la [sección 12.14.3.2 ó 12.14.3.4](#).

C12.17.3- Empalmes soldados o mecánicos en columnas.

Se permiten empalmes soldados o mecánicos en columnas, pero deben estar diseñados como un empalme de soldadura completa o una conexión mecánica total que desarrolle 125% de f_y , tal como lo exigen las [secciones 12.14.3.2 ó 12.14.3.4](#). Tradicionalmente se prueba la capacidad del empalme en tracción, y se exige la resistencia completa para reflejar las elevadas cargas de compresión posibles de alcanzar en la armadura de columnas debido a los efectos de fluencia lenta. Si se usa un empalme mecánico que desarrolle menos que un empalme mecánico total, entonces el empalme debe cumplir todos los requisitos para un empalme de tope de las [secciones 12.16.4 y 12.17.4](#).

CÓDIGO

12.17.4- Empalmes de tope en columnas

Se permite usar empalmes de tope que cumplan con la [sección 12.16.4](#) para barras de columnas sometidas a tensiones de compresión con la condición de que los empalmes estén escalonados o que se especifiquen suples en las zonas de empalme. Las barras que continúan en cada cara de la columna deben tener una resistencia a la tracción, basada en la tensión de fluencia especificada f_y , no menor que $0.25f_y$ veces el área de la armadura vertical en esa cara.

12.18- Empalmes de malla electrosoldada de alambre estriado sometida a tracción

12.18.1- La longitud mínima del traslape de mallas electrosoldadas de alambre estriado, medida entre los extremos de cada hoja de malla, no debe ser menor que $1.3\ell_d$ ni 200 mm; y el traslape medido entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla no debe ser menor que 50 mm. ℓ_d debe ser la longitud de anclaje para la tensión especificada a la fluencia f_y de acuerdo con la [sección 12.7](#).

12.18.2- Los traslapes de malla electrosoldada de alambre estriado, sin un alambre transversal dentro de la longitud del traslape, se deben determinar de manera similar a los del alambre estriado.

12.18.3- Cuando se presenta un alambre liso en la malla electrosoldada de alambre con resaltes en la dirección del traslape, o cuando se está traslapando un malla electrosoldada de alambre con resaltes con una malla electrosoldada de alambre liso, la malla debe ser traslapada de acuerdo con la [sección 12.19](#).

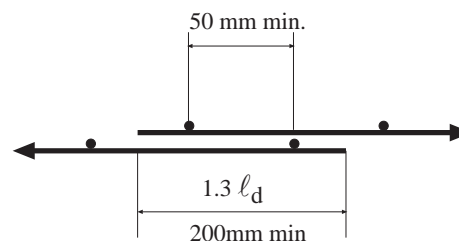
COMENTARIO

C12.17.4- Empalmes de tope en columnas

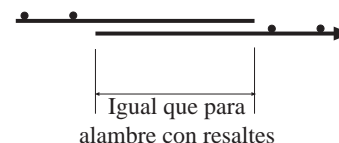
Los empalmes de tope usados para empalmar barras de columnas que están siempre sujetas a compresión deben tener una capacidad de tracción del 25% de la tensión de fluencia del área de acero en cada cara de la columna, ya sea escalonando los empalmes de tope o agregando barras adicionales lo largo del empalme. Los empalmes de tope deben ajustarse a la [sección 12.16.4](#).

C12.18- Empalmes de malla electrosoldada de alambre estriado sometida a tracción

Las disposiciones de empalme para malla estriada se basan en los ensayos disponibles [12.19](#). Los requisitos se simplificaron (suplemento de la edición de 1976) respecto a las disposiciones del ACI 318-71, suponiendo que sólo un alambre transversal en cada hoja de malla está traslapado y calculando la longitud de empalme como $1.3\ell_d$. La longitud de desarrollo ℓ_d es la calculada de acuerdo con las disposiciones de la [sección 12.7](#), sin tomar en consideración el mínimo de 200 mm. Los 200 mm se aplican a la totalidad de la longitud del empalme. Véase la [fig. C12.18](#). Si no hay alambres transversales dentro de la longitud de traslape, se pueden aplicar las disposiciones para alambre estriado.



(a) Sección 12.18.1



(b) Sección 12.18.2

Fig. C12.18 Traslapes en mallas estriadas.

12.19- Empalmes de malla electro-soldada de alambre liso sometida a tracción

La longitud mínima de traslapes de malla electrosoldada de alambre liso debe cumplir con las secciones 12.19.1 y 12.19.2

12.19.1- Cuando el área de armadura proporcionada es menor que 2 veces la requerida por el análisis en la zona del traslape, la longitud del traslape, medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla, no debe ser menor que un espaciamiento de los alambres transversales más 50 mm, ni menor que $1.5\ell_d$, ni 150 mm. ℓ_d debe ser la longitud de desarrollo para la tensión de fluencia especificada f_y de acuerdo con la [sección 12.8](#).

12.19.2- Cuando el área de armadura proporcionada es por lo menos dos veces la requerida por el análisis en la ubicación del traslape, la longitud del traslape, medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla, no debe ser menor que $1.5\ell_d$ ni que 50 mm. ℓ_d debe ser la longitud de desarrollo para la tensión especificada a la fluencia f_y de acuerdo con la [sección 12.8](#).

C12.19- Empalmes de malla electro-soldada de alambre liso sometida a tracción

La resistencia de los traslapes de malla electrosoldada de alambre liso depende fundamentalmente del anclaje obtenido en los alambres transversales y no de la longitud del alambre en el traslape. Por esta razón, se especifica el empalme en términos de traslape de los alambres transversales y no en diámetros del alambre o en milímetros. El requisito de traslape adicional de 50 mm tiene el objeto de asegurar la superposición de los alambres transversales y proporcionar espacio para la compactación satisfactoria del hormigón entre éstos. La investigación^{12.20} ha demostrado que se requiere una mayor longitud de traslape cuando se empalma una malla de alambres de diámetro grande con poca separación, y como consecuencia, se proporcionan requisitos de longitud adicional del traslape para estas mallas, además de un mínimo adicional absoluto de 150 mm. La longitud de desarrollo ℓ_d , es la calculada de acuerdo con las disposiciones de la sección 12.8, sin tomar en consideración el mínimo de 150 mm. Los requisitos para el traslape se ilustran en la [fig. C12.19](#).

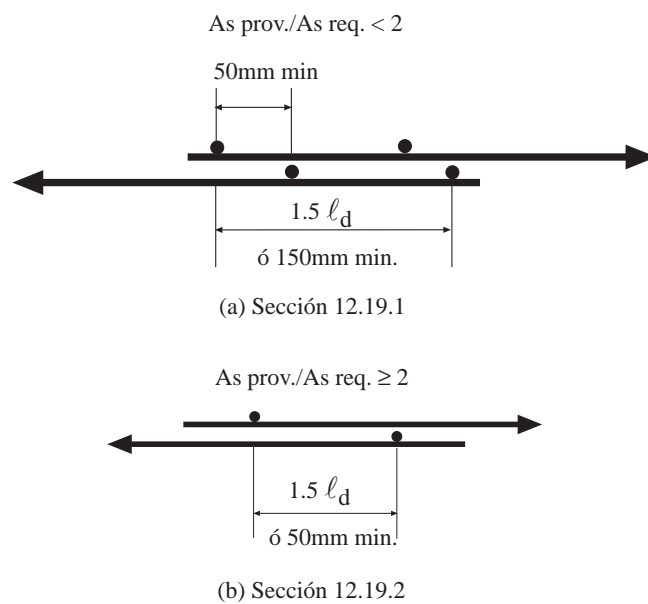


Fig. C12.19. traslapes en mallas de alambre liso.

13.0- Notación

- b₁** = ancho de la sección crítica definida en 11.12.1.2 medida en la dirección de la luz para la cual se han determinado los momentos, mm.
- b₂** = ancho de la sección crítica definida en 11.12.1.2, medida en la dirección perpendicular a **b₁**, mm.
- c₁** = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, del capitel o de la ménsula, medida en la dirección de la luz según la cual se determinan los momentos, mm.
- c₂** = dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, del capitel o de la ménsula, medida transversalmente a la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm.
- C** = constante de la sección transversal para definir propiedades a la torsión.
- $$= \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3}$$
- Se permite que la constante **C** en secciones **T** o **L** sea evaluada dividiendo la sección en rectángulos separados y sumando los valores de **C** para cada parte.
- E_{cb}** = módulo de elasticidad del hormigón de la viga, MPa.
- E_{cs}** = módulo de elasticidad del hormigón de la losa, MPa.
- h** = espesor total del elemento, mm.
- I_b** = momento de inercia respecto al eje centroidal de la sección total de una viga, según se define en la sección 13.2.4, mm⁴
- I_s** = Momento de inercia respecto al eje centroidal de la sección bruta de la losa, mm⁴

Los métodos de diseño que se presentan en el capítulo 13 se basan en los análisis de los resultados de una serie extensa de ensayos^{13.1-13.7} y en el registro, bien establecido, del comportamiento de varios sistemas de losas. Gran parte del capítulo 13 está relacionado con la selección y distribución de la armadura por flexión. Por lo tanto, es recomendable, antes de discutir las diversas reglas para el diseño, prevenir al diseñador de que el problema fundamental respecto a la seguridad de un sistema de losas es la transmisión de la carga de la losa a las columnas por flexión, torsión y corte. En el capítulo 11 se exponen los criterios de diseño por torsión y corte en losas.

Las ayudas de diseño para sistemas de losas en dos direcciones se presentan en “ACI Design Handbook” Las ayudas de diseño se suministran para simplificar la aplicación de los métodos del Diseño Directo y de Marco Equivalente del capítulo 13.

Las unidades de medida se indican en la Notación para ayudar al usuario y no es la intención excluir el correcto uso de otras unidades para los mismos símbolos.

- $= h^3/12$ veces el ancho de la losa definido en las notaciones α y β_t .
- K_t = rigidez a torsión de un elemento sujeto a torsión; momento por unidad de rotación. Véase el [comentario C13.7.5](#)
- ℓ_n = luz libre en la dirección en que se determinan los momentos, medida entre los bordes de los apoyos, mm.
- ℓ_1 = luz en la dirección en que se determinan los momentos, medida de centro a centro de los apoyos, mm.
- ℓ_2 = luz transversal a ℓ_1 , medida de centro a centro de los apoyos. Véase también las [secciones 13.6.2.3 y 13.6.2.4](#), mm.
- M_o = momento estático total mayorado, Nmm
- M_u = momento mayorado en la sección considerada, Nmm
- V_c = resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón. Véase la [sección 11.12.2.1](#)
- V_u = esfuerzo de corte mayorado en la sección, N
- w_d = carga permanente mayorada por unidad de área.
- w_ℓ = sobrecarga mayorada por unidad de área.
- w_u = carga mayorada por unidad de área.
- x = menor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal, mm
- y = mayor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal, mm
- α = razón entre la rigidez a flexión de una sección de la viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de las losas adyacentes (si las hay) en cada lado de la viga
- $$= \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$
- α_1 = α en la dirección de ℓ_1 .
- α_2 = α en la dirección de ℓ_2 .
- β_t = razón entre la rigidez a torsión de la sección de la viga de borde y la rigidez a flexión

de una franja de losa cuyo ancho es igual a la longitud de la luz de la viga medida centro a centro de los apoyos.

$$= \frac{E_{cb}C}{2E_{cs}I_s}$$

- γ_f = fracción del momento no balanceado transmitido por flexión en las conexiones losa-columna. Véase la [sección 13.5.3.2](#).
- γ_v = fracción del momento no balanceado transmitido por excentricidad de corte en las conexiones losa-columna
- $= 1 - \gamma_f$
- ρ = cuantía de armadura de tracción no pretensada
- ρ_b = cuantía de armadura que produce condiciones de deformación balanceada
- ϕ = factor de reducción de resistencia

13.1- Alcance

13.1.1- Las disposiciones del capítulo 13 se deben aplicar al diseño de sistemas de losas armadas para flexión en más de una dirección, con o sin vigas entre apoyos.

13.1.2- En un sistema de losas apoyado en columnas o muros, las dimensiones c_1 y c_2 y la longitud de la luz libre ℓ_n deben basarse en un área de apoyo efectiva definida por la intersección de la superficie inferior de la losa, o del ábaco si lo hubiera, con el mayor cono circular recto, pirámide recta, o cuña achaflanada, cuyas superficies estén localizadas dentro de la columna y el capitel o ménsula, y que estén orientadas a un ángulo no mayor de 45 grados con respecto al eje de la columna.

13.1.3- En el capítulo 13 se incluyen las losas macizas y las losas nervadas en dos direcciones con rellenos permanentes o removibles entre las nervaduras o vigas.

C13.1- Alcance

Los principios fundamentales de diseño contenidos en el capítulo 13 se aplican a todo sistema estructural plano sujeto a cargas transversales. Sin embargo, algunas de las reglas específicas de diseño, así como los precedentes históricos, limitan los tipos de estructuras a los cuales se aplica el capítulo 13. Las características generales de los sistemas de losas que se pueden diseñar de acuerdo con el capítulo 13 se describen en esta sección. Estos sistemas incluyen “losas planas”, “placas planas”, “losas en dos direcciones” y “losas reticulares”. Las losas con cielos reticulados son sistemas de vigas de banda ancha en dos direcciones.

Se excluyen las verdaderas “losas en una dirección” armadas para resistir esfuerzos de flexión en una sola dirección. Las losas que se apoyan sobre el suelo, que no transmiten cargas verticales originadas en otras partes de la estructura al suelo, quedan igualmente excluidas.

CÓDIGO

13.1.4- El espesor mínimo de las losas diseñadas de acuerdo con el capítulo 13 debe estar conforme a las disposiciones de la [sección 9.5.3](#).

13.2- Definiciones

13.2.1- Una franja de columna es una franja de diseño con un ancho a cada lado del eje de la columna igual a $0.25\ell_2$ ó $0.25\ell_1$, el que sea menor. Las franjas de columna incluyen las vigas, si las hay.

13.2.2- Una losa intermedia es una franja de diseño limitada por dos franjas de columna.

13.2.3- Un paño de losa está limitado por los ejes de las columnas, vigas o muros que existan en sus bordes.

13.2.4- Para elementos monolíticos o totalmente compuestos, una viga incluye la parte de losa que

COMENTARIO

Para losas con vigas, los procedimientos explícitos de diseño descritos en el capítulo 13 se aplican sólo cuando las vigas se encuentran en los bordes de la losa y cuando las vigas están apoyadas sobre columnas u otros apoyos, esencialmente fijos, colocados en las esquinas de la losa. Las losas en dos direcciones con vigas en una dirección, en donde la losa y viga están soportadas por vigas principales en la otra dirección, se pueden diseñar de acuerdo con los requerimientos generales del capítulo 13. Dichos diseños se deben basar en análisis compatibles con la posición deformada de las vigas y vigas principales de apoyo.

En las losas que se apoyan sobre muros, los procedimientos explícitos de diseño de este capítulo consideran al muro como una viga infinitamente rígida. Por lo tanto, cada muro debe soportar la longitud total de un borde de la losa. (Véase la sección 13.2.3.). Las columnas tipo muro con una longitud menor a la de la losa pueden ser tratadas como columnas.

C13.2- Definiciones

C13.2.3- Por definición, un paño de losa incluye todos los elementos sujetos a flexión comprendidos entre los ejes de las columnas. Así, la franja de columnas incluye las vigas, si las hay.

C13.2.4- Para sistemas monolíticos o totalmente compuestos, las vigas incluyen porciones de losa

CÓDIGO

está situada a cada lado de la viga, a una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia abajo de la losa, la que sea mayor, pero no mayor que 4 veces el espesor de la losa.

COMENTARIO

como si fueran alas. En la fig. C13.2.4 se proporcionan ejemplos de la regla de esta sección.

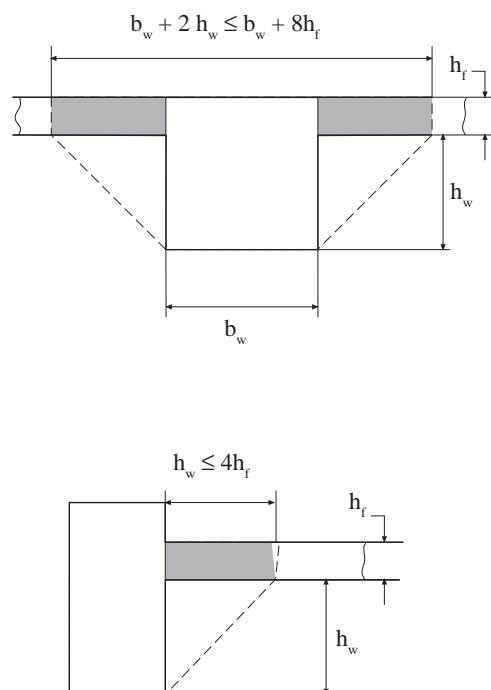


Fig. C13.2.4 Ejemplos de la porción de losa que debe incluirse con la viga, según la sección 13.2.4.

13.3- Armadura de la losa

13.3.1- El área de armadura en cada dirección para sistemas de losas en dos direcciones debe determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que la requerida en la [sección 7.12](#).

13.3.2- El espaciamiento de la armadura en las secciones críticas no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa, excepto para aquellas porciones de la superficie de la losa nervadas o celulares. La armadura de la losa localizada sobre los espacios celulares debe proporcionarse como se requiere en la [sección 7.12](#).

C13.3- Armadura de la losa

C13.3.2- El requisito de que el espaciamiento medido centro a centro de la armadura no sea mayor que 2 veces el espesor de la losa se aplica únicamente a la armadura de losas macizas, y no a losas nervadas o reticulares. Esta limitación pretende asegurar la acción de la losa, reducir el agrietamiento y prever la posible existencia de cargas concentradas en áreas pequeñas de la losa. Véase también la [sección 10.6 de los Comentarios](#).

CÓDIGO

13.3.3- La armadura para momento positivo perpendicular a un borde discontinuo debe prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embebida recta o en gancho, de por lo menos 150 mm en las vigas perimetrales, los muros o las columnas.

13.3.4- La armadura para momento negativo perpendicular a un borde discontinuo debe doblarse, formar ganchos o anclarse en las vigas perimetrales, muros o columnas, para que desarrolle su capacidad a tracción en la cara del apoyo, de acuerdo con las disposiciones del [capítulo 12](#).

13.3.5- Cuando la losa no esté apoyada en una viga perimetral o muro en un borde discontinuo, o cuando la losa se proyecte en voladizo más allá del apoyo, se permite el anclaje de la armadura dentro de la losa.

13.3.6- En las losas con vigas entre los apoyos, que tengan un valor de α mayor de 1.0, debe proporcionarse armadura especial en las esquinas exteriores, tanto en la parte inferior como en la superior de la losa de acuerdo con las secciones 13.3.6.1 a la 13.3.6.4.

13.3.6.1- La armadura especial tanto en la parte superior como en la inferior de la losa debe ser suficiente para resistir un momento igual al momento positivo máximo (por metro de ancho) de la losa.

13.3.6.2- Debe suponerse que el momento actúa alrededor de un eje perpendicular a la diagonal que parte de la esquina en la parte superior de la losa y alrededor de un eje paralelo a la diagonal en la parte inferior de la losa.

13.3.6.3- La armadura especial debe colocarse a partir de la esquina a una distancia en cada dirección igual a 1/5 de la longitud de la luz más grande.

COMENTARIO

C13.3.3 - C13.3.5- Los momentos de flexión de las losas en la unión con las vigas de borde pueden estar sujetos a grandes variaciones. Si las vigas perimetrales se van a construir monolíticamente con los muros, la losa estará de hecho empotrada. Si no existe un muro completo, la losa podría trabajar como libremente apoyada dependiendo de la rigidez a torsión de la viga perimetral o del borde de la losa. Estos requisitos prevén condiciones desconocidas que podrían ocurrir normalmente en una estructura.

13.3.6.4- La armadura especial debe colocarse en una banda paralela a la diagonal en la parte superior de la losa, y en una banda perpendicular a la diagonal en la parte inferior de la losa. Alternativamente, la armadura especial debe ser colocada en dos capas paralelas a los lados de la losa tanto en la parte superior como en la parte inferior de la losa.

13.3.7- Cuando se emplee un ábaco para reducir la cantidad de armadura por momento negativo sobre la columna de una losa plana, el tamaño del ábaco debe estar de acuerdo con las secciones 13.3.7.1, 13.3.7.2 y 13.3.7.3.

13.3.7.1- El ábaco debe extenderse en cada dirección a partir del eje del apoyo a una distancia no menor que $1/6$ de la longitud de la luz, medida centro a centro de los apoyos en esa dirección.

13.3.7.2- La proyección del ábaco por debajo de la losa debe ser por lo menos $1/4$ del espesor de la losa.

13.3.7.3- Para calcular la armadura requerida para la losa, la altura del ábaco bajo la losa no debe considerarse mayor que $1/4$ de la distancia del extremo del ábaco al borde de la columna o del capitel de ésta.

13.3.8- Detalles de la armadura en las losas sin vigas.

13.3.8.1- Además de los otros requisitos de la sección 13.3, la armadura en las losas sin vigas debe tener las extensiones mínimas prescritas en la [figura C13.3.8](#)

13.3.8.2- Cuando las luces adyacentes no sean iguales, la prolongación de la armadura para momento negativo más allá del borde del apoyo, como se describe en la [figura 13.3.8](#), debe basarse en los requisitos de la luz mayor.

C13.3.8- Detalles de la armadura en las losas sin vigas

En 1989 se quitaron las barras dobladas de la [Fig. C13.3.8](#). Esto se hizo debido a que las barras dobladas rara vez se usan y son difíciles de colocar apropiadamente. Se permiten, sin embargo, barras dobladas colocadas de acuerdo con la [Fig. C13.4.8](#) del ACI 318-83.

13.3.8.3- Se permiten las barras dobladas únicamente cuando la razón altura/luz permita el uso de dobleces de 45 grados o menos.

13.3.8.4- En marcos donde las losas en dos direcciones actúan como elementos principales del sistema resistente a cargas laterales, las longitudes de la armadura deben determinarse por medio de análisis, pero no deben ser menores que las prescritas por la [figura C13.3.8](#).

13.3.8.5- Todas las barras y alambres inferiores dentro de una franja de columna en cada dirección, deben ser continuos o estar empalmados con empalmes clase A ubicados tal como se muestra en la [figura C13.3.8](#). Al menos dos barras o alambres inferiores de la franja de columna, en cada dirección, deben pasar a través del núcleo de la columna y deben anclarse en los apoyos exteriores.

13.3.8.6- En losas con conectores de corte y en la construcción de losas izadas donde no es práctico pasar las barras inferiores a través de la columna como lo indica la sección 13.3.8.5, al menos dos barras o alambres inferiores adheridos, en cada dirección, deben pasar a través de los conectores de corte o collares de izado tan cerca de la columna como sea posible y deben ser continuos o empalmados con empalmes clase A. En columnas exteriores, la armadura debe anclarse en los conectores de corte o collares de izado.

C13.3.8.4 – Para los momentos resultantes de la combinación de cargas laterales y gravitacionales, los largos y extensiones mínimas de barras de la [fig. C13.3.8](#) pueden no ser suficientes.

C13.3.8.5- La armadura inferior continua de la franja de columna, proporciona a la losa cierta capacidad residual para colgarse de los apoyos adyacentes si un apoyo es dañado. Las dos barras o alambres inferiores continuos de la franja de columna pueden ser llamados “acero de integridad”, y se proporcionan para dar a la losa alguna capacidad residual después de una falla local de corte por punzonamiento. [13.9](#)

C13.3.8.6- En 1992, esta disposición fue añadida para requerir el mismo acero de “integridad” que para otras losas en dos direcciones sin vigas, en caso de falla de corte por punzonamiento en el apoyo.

En algunos casos, existe suficiente espacio libre de manera que las barras inferiores adheridas pueden pasar bajo los conectores de corte y a través de la columna. Cuando el espacio libre bajo los conectores de corte es inadecuado, las barras inferiores debieran pasar a través de perforaciones en los brazos de los conectores o en el perímetro de los collares de izado. Los conectores de corte deben mantenerse lo más bajo posible en la losa para aumentar su efectividad.

FRANJA	UBICACION	PORCENTAJE MINIMO DE AS EN LA SECCION	SIN ABACO	CON ABACO
FRANJA DE COLUMNA	SUPERIOR	50 RESTANTE		
	INFERIOR	100	<p>Al menos dos barras o alambres deben cumplir con la sección 13.3.8.5</p> <p>Se permiten empalmes Clase A en esta zona</p>	<p>Barras continuas</p>
FRANJA INTERMEDIA	SUPERIOR	100		
	INFERIOR	50 RESTANTE	<p>Max 0.15 l</p>	<p>Max 0.15 l</p>
		C_I	<p>Luz libre - ℓ_n</p> <p>Borde de los apoyos</p> <p>Luz entre ejes - ℓ</p>	<p>Luz libre - ℓ_n</p> <p>Borde de los apoyos</p> <p>Luz entre ejes - ℓ</p>
			Φ Apoyo exterior (Sin continuidad de losa)	Φ Apoyo exterior (Con continuidad)
				Φ Apoyo exterior (Sin continuidad de losa)

Fig. C13.3.8 Largo mínimo de la armadura en losas sin viga (véase en la sección 12.11.1 para el largo de la armadura en los apoyos)

CÓDIGO

13.4- Aberturas en los sistemas de losas

13.4.1- Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en los sistemas de losas si se demuestra por medio de análisis que la resistencia de diseño es por lo menos igual a la requerida, tomando en consideración las [secciones 9.2 y 9.3](#), y que se cumplen todas las condiciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deformaciones.

13.4.2- En los sistemas de losas sin vigas se permite dejar aberturas sólo de acuerdo a las secciones 13.4.2.1 o la 13.4.2.4, como alternativa a realizar el análisis especial que se requiere en la sección 13.4.1.

13.4.2.1- Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en la zona común de dos franjas intermedias que se intersecten, siempre que se mantenga la cantidad total de armadura requerida para la losa sin abertura.

13.4.2.2- La zona común de dos franjas de columna que se intersecten no debe interrumpirse con aberturas de más de $1/8$ del ancho de la franja de columna de cualquiera de los dos tramos. Una cantidad de armadura equivalente a la interrumpida por una abertura debe añadirse en los lados de ésta.

13.4.2.3- En la zona común de una franja de columna y una franja intermedia no debe interrumpirse por aberturas más de $1/4$ de la armadura en cada franja. Una cantidad de armadura equivalente a la interrumpida por la abertura debe añadirse en los lados de ésta.

13.4.2.4- Deben satisfacerse los requisitos de corte de la [sección 11.12.5](#).

COMENTARIO

C13.4- Aberturas en los sistemas de losas

Véase la [sección 11.12.5 de los Comentarios](#).

13.5- Procedimientos de diseño

13.5.1- Se permite diseñar un sistema de losas mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, si se demuestra que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida en las [secciones 9.2 y 9.3](#), y se cumplen todas las condiciones de servicio incluyendo los límites especificados para las deformaciones.

13.5.1.1- Se permite que un sistema de losas, incluyendo la losa y las vigas (cuando las hay) entre apoyos, y las columnas de apoyo o muros que formen marcos ortogonales, se diseñe para cargas gravitacionales ya sea mediante el Método de diseño directo de la [sección 13.6](#) o el Método del Marco Equivalente de la [sección 13.7](#).

13.5.1.2- Para cargas laterales, el análisis de marcos debe tomar en cuenta los efectos de la fisuración y el acero de refuerzo en la rigidez de los elementos del marco.

C13.5- Procedimientos de diseño

C13.5.1- Esta sección permite al diseñador efectuar el diseño basado directamente en los principios fundamentales de la mecánica estructural, siempre que pueda demostrar de manera explícita que se satisfacen todos los criterios de seguridad y serviciabilidad. El diseño de la losa se puede lograr mediante el uso combinado de soluciones clásicas basadas en un continuo linealmente elástico, soluciones numéricas basadas en elementos discretos o análisis de líneas de fluencia, incluyendo en todos los casos la evaluación de las condiciones de esfuerzo alrededor de los apoyos en relación con el corte y la torsión, así como con la flexión. El diseñador debe considerar que el diseño de un sistema de losa implica algo más que su análisis, y debe justificar fundado en su conocimiento de las cargas esperadas y en la confiabilidad de los esfuerzos y deformaciones calculados de la estructura cualquier cambio en las dimensiones físicas de la losa respecto de la práctica común.

C13.5.1.1- Para el análisis por carga gravitacional de sistemas de losas en dos direcciones, se especifican dos métodos de análisis en la [sección 13.6 y 13.7](#). Las disposiciones específicas de ambos métodos están limitadas en su aplicación a marcos ortogonales sometidos a cargas debidas sólo a la gravedad. Ambos métodos se aplican a losas en dos direcciones con vigas, así como a losas planas y placas planas. En ambos métodos, la distribución de momento a las secciones críticas de la losa reflejan los efectos de la reducción de rigidez de los elementos debido al agrietamiento y la geometría del apoyo.

C13.5.1.2- Durante la vida de una estructura, las cargas de construcción, las cargas normales de uso, las sobrecargas esperadas y los cambios de volumen producirán agrietamiento en las losas. El agrietamiento reduce la rigidez de los elementos de losa, e incrementa la flexibilidad lateral cuando actúan

sobre la estructura cargas laterales. Debiera considerarse el agrietamiento de la losa en las hipótesis de rigidez de manera de no subestimar fuertemente el desplazamiento lateral provocado por viento o sismo.

El diseñador puede modelar la estructura para el análisis para cargas laterales usando cualquier enfoque que demuestre satisfacer el equilibrio y la compatibilidad geométrica y que concuerde de manera razonable con los datos disponibles de ensayos. ^{13.10, 13.11} El enfoque seleccionado debiera reconocer los efectos del agrietamiento así como también parámetros como ℓ_2/ℓ_1 , c_1/ℓ_1 y c_2/c_1 . Algunos de los procedimientos disponibles se resumen en la [referencia 13.12](#), la que incluye una discusión de los efectos del agrietamiento. Los enfoques aceptables incluyen modelos de elementos finitos de placas en flexión, modelo del ancho efectivo de viga y el método del marco equivalente. En todos los casos, la rigidez de los elementos del marco debe reducirse para considerar el agrietamiento.

En losas no pretensadas, es normalmente apropiado reducir la rigidez a flexión de la losa entre un medio y un cuarto de la rigidez no agrietada. En estructuras pretensadas, puede ser apropiada una rigidez mayor que la rigidez de una losa no pretensada agrietada. Cuando el desplazamiento lateral de diseño o la amplificación de momentos se obtiene por medio del análisis, debiera usarse un valor límite inferior de rigidez para la losa. Cuando la interacción de la losa con otros elementos como muros estructurales se realiza por medio del análisis, puede ser apropiado considerar un rango de rigideces para la losa, de manera de poder evaluar la importancia de la losa en dichas interacciones.

13.5.1.3- Se permite combinar los resultados del análisis de cargas gravitacionales con los resultados del análisis de cargas laterales.

13.5.2- La losa y las vigas (si las hay) entre los apoyos deben dimensionarse para los momentos mayorados existentes en cada sección.

13.5.3- Cuando la carga gravitacional, viento, sismo u otras fuerzas laterales causen transferencia de momento entre la losa y la columna, una fracción del momento no balanceado debe ser transferida por flexión, de acuerdo con las secciones 13.5.3.2 y 13.5.3.3.

13.5.3.1- La fracción del momento no balanceado no transmitida por flexión, debe transmitirse por excentricidad de corte, de acuerdo con la [sección 11.12.6](#).

13.5.3.2- Una fracción del momento no balanceado dado por $\gamma_f M_u$ debe considerarse transmitida por flexión sobre una franja de losa cuyo ancho efectivo esté comprendido entre líneas localizadas a una y media veces el espesor de la losa o del ábaco (**1.5h**) fuera de las caras opuestas de la columna o el capitel, donde M_u es el momento transmitido y

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}} \quad (13-1)$$

C13.5.3- Esta sección se ocupa fundamentalmente de los sistemas de losas sin vigas. Los ensayos y la experiencia han demostrado que, a menos que se tomen medidas especiales para resistir los esfuerzos debidos a la torsión y corte, toda la armadura que resista la parte del momento transmitida por flexión a una columna debe colocarse entre líneas situadas a una distancia igual a una y media veces el espesor de la losa o ábaco, **1.5h**, a cada lado de la columna. Los esfuerzos por corte calculados en la losa alrededor de la columna deben cumplir con los requisitos de la [sección 11.12.2](#). Ver las [secciones 11.12.2.1 y 11.12.2 de los Comentarios](#) para mayores detalles respecto a la aplicación de esta sección.

CÓDIGO

13.5.3.3- Para momentos no balanceados alrededor de un eje paralelo al borde en apoyos exteriores, el valor de γ_f dado en la [ecuación \(13-1\)](#) se permite que sea incrementado hasta 1.0 siempre que V_u en el apoyo de borde no exceda $0.75 \phi V_c$ o que en el apoyo de esquina no exceda de $0.5 \phi V_c$. Para momentos no balanceados en apoyos interiores, y para momentos no balanceados alrededor de un eje transversal al borde en apoyos exteriores, el valor γ_f dado en la [ecuación \(13-1\)](#) se permite que sea incrementado hasta en un 25% siempre que V_u en el apoyo no exceda de $0.4 \phi V_c$. La cuantía de armadura ρ , dentro del ancho efectivo de losa definido en la [sección 13.5.3.2](#), no debe exceder de $0.375 \rho_b$. No se permiten ajustes a γ_f en sistemas de losas pretensadas.

COMENTARIO

C13.5.3.3- Los procedimientos del ACI 318-89 se mantienen sin cambios, excepto que bajo ciertas condiciones se permite que el diseñador ajuste el nivel de momento transmitido por corte sin revisar el tamaño de los elementos. Una evaluación reciente de los ensayos disponibles indica que es posible cierta flexibilidad en la distribución de los momentos no balanceados transmitidos por corte y flexión, tanto en apoyos exteriores como interiores. Los apoyos interiores, exteriores y de esquina se refieren a conexiones losa - columna para las cuales el perímetro crítico de columnas rectangulares tiene 4, 3 ó 2 lados, respectivamente.

Los cambios en la edición de 1995 fueron hechos para reconocer, en cierta medida, las prácticas de diseño anteriores a la edición de 1971. [13.13](#)

En apoyos exteriores, en el caso de momentos no balanceados alrededor de un eje paralelo al borde, la porción del momento transmitida por excentricidad de corte $\gamma_v M_u$ puede reducirse, siempre que el corte mayorado en el apoyo (excluyendo el corte producido por la transferencia de momento) no exceda el 75 por ciento de la capacidad al corte ϕV_c , como se define en la [sección 11.12.2.1.](#), para columnas de borde o 50 por ciento en columnas de esquina. Los ensayos indican que no hay una interacción significativa entre el corte y el momento no balanceado en los apoyos exteriores en dichos casos. [13.14](#), [13.15](#) Nótese que a medida que $\gamma_v M_u$ decrece, $\gamma_f M_u$ aumenta.

La evaluación de ensayos de apoyos interiores indica que también es posible cierta flexibilidad en la distribución por corte y flexión de los momentos no balanceados, pero con limitaciones más severas que en el caso de apoyos exteriores. En apoyos interiores, se permite que el momento no balanceado transmitido por flexión se incremente hasta en un 25 por ciento, siempre que el corte mayorado (excluyendo el corte producido por el momento transferido) en el apoyo interior no exceda el 40 por ciento

de la capacidad al corte ϕV_c , como se define en la [sección 11.12.2.1](#)

Los ensayos de conexiones losa-columna indican que se requiere un alto nivel de ductilidad, debido a que la interacción entre el corte y el momento no balanceado es crítica. Cuando el corte mayorado es grande, la unión columna-losa no siempre puede desarrollar toda la armadura proporcionada en el ancho efectivo. Las modificaciones para conexiones losa-columna de borde, de esquina o interiores especificadas en la [sección 13.5.3.3](#) se permiten sólo cuando la cuantía de armadura (dentro del ancho efectivo) requerida para desarrollar el momento no balanceado $\gamma_f M_u$ no exceda $0.375\rho_b$. El uso de la ecuación (13-1), sin las modificaciones permitidas en la sección 13.5.3.3, será indicativo generalmente de condiciones de sobretensión en el nudo. Las disposiciones de la [sección 13.5.3.3](#) intentan mejorar el comportamiento dúctil del nudo losa-columna. Cuando se produce una inversión de momento en las caras opuestas de un apoyo interior, tanto la armadura superior como inferior debiera estar concentrada dentro del ancho efectivo. Se ha observado que una razón entre armadura superior e inferior de 2 es apropiada.

13.5.3.4- Debe usarse una concentración de armadura sobre la columna por medio de un espaciamiento más cercano o de armadura adicional para resistir el momento sobre el ancho efectivo de la losa definido en la [sección 13.5.3.2](#).

13.5.4- El diseño para la transmisión de carga desde la losa a los muros y columnas de apoyo por medio de corte y torsión debe estar de acuerdo con el [capítulo 11](#).

13.6- Método de diseño directo**13.6.1- Limitaciones**

Se permite que los sistemas de losas que cumplan con las limitaciones de las secciones 13.6.1.1a la 13.6.1.8, sean diseñados por medio del Método de Diseño Directo.

13.6.1.1- Deben existir un mínimo de tres tramos continuos en cada dirección.

C13.6- Método de diseño directo

El Método de Diseño Directo consiste en un conjunto de reglas para la distribución de momentos a las secciones de losa y de vigas para satisfacer simultáneamente los requisitos de seguridad y la mayoría de los requisitos de servicio. Están envueltos tres pasos fundamentales, como se muestra a continuación:

- (1) Determinación del momento estático mayorado total ([sección 13.6.2](#)).
- (2) Distribución del momento estático mayorado total a las secciones de momentos negativos y positivos ([sección 13.6.3](#)).
- (3) Distribución de los momentos mayorados negativos y positivos en las franjas de columna e intermedias y en las vigas, si las hay ([sección 13.6.4 a la 13.6.6](#)). La distribución de momentos a las franjas de columna e intermedias se usa también en el método del Marco Equivalente (véase la [sección 13.7](#)).

C13.6.1- Limitaciones

El método de diseño directo se desarrolló tomando en cuenta los procedimientos teóricos para la determinación de los momentos en losas con y sin vigas, los requisitos de los procedimientos simples de diseño y construcción y precedentes sentados por el comportamiento de los sistemas de losas. En consecuencia, los sistemas de losa que se diseñan con el método de diseño directo deben cumplir con las limitaciones de esta sección.

C13.6.1.1- La razón fundamental para la limitación en esta sección es la magnitud de los momentos negativos en el apoyo interior en una estructura que tenga sólo dos vanos continuos. Las reglas que se proporcionan para el método de diseño directo su-

13.6.1.2- Las losas deben ser rectangulares, con una razón entre las luces mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos dentro de una losa, no mayor de 2.

13.6.1.3- Las longitudes sucesivas de las luces medidas centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir de la luz mayor en más de un tercio.

13.6.1.4- Se permite que las columnas estén desalineadas un máximo del 10% de la luz (en la dirección del desalineamiento) a partir de cualquier eje que una los centros de columnas sucesivas.

13.6.1.5- Todas las cargas deben ser únicamente gravitacionales y estar distribuidas de manera uniforme en toda la losa. La sobrecarga no debe exceder de 2 veces la carga permanente.

ponen implícitamente que el sistema de losas en la primera sección interior de momento negativo no está restringido contra la rotación ni es discontinuo.

C13.6.1.2- Si la razón de los dos vanos (vano largo/vano corto) de una losa excede de 2, la losa resiste el momento en el vano más corto fundamentalmente como una losa en una dirección.

C13.6.1.3- La limitación de ésta sección se relaciona con la posibilidad de desarrollar momentos negativos más allá del punto en el cual termina la armadura por momento negativo, tal como lo especifica la [figura 13.3.8](#).

C13.6.1.4- Las columnas se pueden desalinear, dentro de ciertos límites especificados, de un patrón rectangular normal. Un desalineamiento acumulativo total de 20% del vano es lo establecido como límite superior.

C13.6.1.5- El Método de Diseño Directo se basa en ensayos realizados con cargas gravitacionales uniformes y en las reacciones resultantes en las columnas determinadas por la estática.^{13.16} Las cargas laterales (de viento, sísmicas, etc.) requieren un análisis del marco. Las losas de fundación invertidas, diseñadas como losas en dos direcciones ([sección 15.10](#)), envuelven la aplicación de cargas conocidas de columnas. Por lo tanto, aún si se supone que la reacción del suelo es uniforme, se requiere un análisis de marco.

En la edición de 1995, el límite de aplicabilidad del método de diseño directo respecto a la razón entre sobrecarga y carga permanente se redujo de 3 a 2. En la mayoría de los sistemas de losas, la razón entre la sobrecarga y la carga permanente será menor que 2 y no es necesario verificar los efectos del patrón de carga.

CÓDIGO

13.6.1.6- Para una losa con vigas entre los apoyos en todos los lados, la rigidez relativa de las vigas en dos direcciones perpendiculares,

$$\frac{\alpha_1 \ell_2^2}{\alpha_2 \ell_1^2} \quad (13-2)$$

no debe ser menor que 0.2 ni mayor que 5.0.

13.6.1.7- La redistribución de momentos, como lo permite la sección 8.4, no debe aplicarse a los sistemas de losas diseñadas por medio del Método de Diseño Directo. Véase la [sección 13.6.7](#).

13.6.1.8- Se permiten variaciones de las limitaciones de la [sección 13.6.1](#), siempre que se demuestre por medio de análisis que se satisfacen los requisitos de la [sección 13.5.1](#).

13.6.2- Momento estático mayorado total para un tramo

13.6.2.1- El momento estático mayorado total para un tramo debe determinarse en una franja limitada lateralmente por el eje central de la losa a cada lado del eje de los apoyos.

13.6.2.2- La suma absoluta del momento mayorado positivo y el promedio de los momentos mayorados negativos, en cada dirección, no debe ser menor que:

$$M_o = \frac{W_u \ell_2 \ell_n^2}{8} \quad (13-3)$$

COMENTARIO

C13.6.1.6- La distribución elástica de los momentos se apartará significativamente de lo previsto en el método de diseño directo, a menos que se cumpla con los requisitos que se proporcionan para la rigidez.

C13.6.1.7- La redistribución de momentos permitida por la sección 8.4 no se aplica donde se utilicen valores aproximados para los momentos de flexión. La [sección 13.6.7](#) permite una modificación del 10% para el método de diseño directo.

C13.6.1.8- El diseñador puede usar el método de diseño directo aun si la estructura no cumple con las limitaciones de esta sección, siempre que se pueda demostrar por medio del análisis que la limitación particular no se aplica a esa estructura. Por ejemplo, en el caso de un sistema de losa que soporta una carga inmóvil (por ejemplo, un depósito de agua, en el cual se espera que la carga sobre todas las losas sea la misma), el proyectista no necesita cumplir con las limitaciones de sobrecarga de la [sección 13.6.1.5](#).

C13.6.2- Momento estático mayorado total para un tramo

13.6.2.2- La ecuación (13-3) se desprende directamente de la deducción de Nichol^{13.17} con la suposición simplificatoria que las reacciones están concentradas a lo largo de las caras del apoyo perpendicular al vano considerado. En general, al diseñador le resultará conveniente calcular los momentos estáticos para dos mitades de losas adyacentes, lo cual incluye una franja de columnas con media franja intermedia a lo largo de cada lado.

13.6.2.3- Cuando no se tenga la misma luz transversal en las losas a ambos lados del eje central de los apoyos, ℓ_2 en la ecuación (13-3) se debe tomar como el promedio de las luces transversales adyacentes.

13.6.2.4- Cuando se considere el tramo adyacente y paralelo a un borde, la distancia del borde al eje central de la losa debe sustituir a ℓ_2 en la ecuación (13-3).

13.6.2.5- La luz libre ℓ_n debe considerarse de borde a borde de las columnas, capiteles, ménsulas o muros. El valor de ℓ_n empleado en la ecuación (13-3) no debe ser menor que $0.65\ell_1$. Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área.

C13.6.2.5- Si un elemento de apoyo no tiene una sección transversal rectangular o si los lados del rectángulo no son paralelos a los vanos, debe ser tratado como un apoyo cuadrado que tenga la misma área, como se ilustra en la fig. C13.6.2.5.

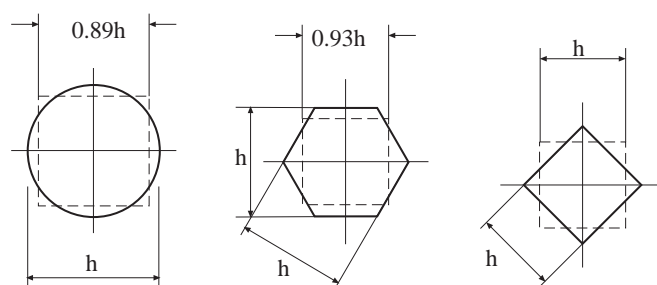


Fig. C13.6.2.5. Ejemplos de sección cuadrada equivalente para elementos de apoyo.

13.6.3- Momentos mayorados negativos y positivos

13.6.3.1- Los momentos negativos mayorados deben determinarse en el borde de los apoyos, si estos son rectangulares. Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área.

13.6.3.2- En un tramo interior, el momento estático total M_o debe distribuirse como se indica a continuación:

Momento negativo mayorado 0.65
Momento positivo mayorado 0.35

C13.6.3- Momentos mayorados negativos y positivos

CÓDIGO

13.6.3.3- En un tramo extremo, el momento estático mayorado total M_o debe distribuirse como se indica a continuación:

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Borde exterior rotulado	Losa con vigas entre todos los apoyos	Losas sin vigas entre los apoyos interiores Sin Viga de borde	Con Viga de borde	Borde Exterior empotrado
Momento negativo mayorado interior	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
Momento positivo mayorado	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
Momento negativo mayorado exterior	0	0.16	0.26	0.30	0.65

COMENTARIO

C16.6.3.3- Los coeficientes de momento para un vano extremo están basados en las expresiones para la rigidez de la columna equivalente tomadas de las referencias 13.18, 13.19 y 13.20. Los coeficientes para un borde no restringido se emplearían por ejemplo, cuando la losa estuviera simplemente apoyada sobre un muro de albañilería o de hormigón. Los coeficientes correspondientes a un borde restringido serían aplicables cuando la losa se construyera integralmente con un muro de hormigón con una rigidez a la flexión tan grande, en comparación con la de la losa, que se diera poca rotación en la unión losa-muro.

Para bordes diferentes a los no restringidos o a los completamente restringidos, los coeficientes en la tabla se seleccionaron de manera que estuvieran cerca del límite superior del rango para momentos positivos y momentos negativos interiores. Como resultado, los momentos negativos exteriores usualmente están más cerca del límite inferior. La capacidad a momento negativo exterior, en la mayoría de los sistemas de losas, está regido por la armadura mínima para controlar el agrietamiento. Los coeficientes finales seleccionados se han ajustado para que la suma absoluta de los momentos positivos y los momentos promedio sea igual a M_o .

Para sistemas de losas en dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados (losas en dos direcciones), se aplican los coeficientes de momento de la columna (2). Para sistemas de losas sin vigas entre los apoyos interiores (placas planas y losas planas), se aplican los coeficientes de momento de la columna (3) ó (4), sin viga de borde (perimetral) o con ella, respectivamente.

En el ACI 318-77 se emplearon factores de distribución como función de la relación de rigidez del apoyo exterior equivalente, para dimensionar el momento estático total M_o en un vano extremo. Este enfoque puede ser usado en vez de los valores de la sección 13.6.3.3.

CÓDIGO

13.6.3.4- Las secciones sujetas a momento negativo deben diseñarse para resistir el mayor de los dos momentos negativos interiores mayorados, determinados para los tramos con un apoyo común, a menos que se haga un análisis para distribuir el momento no balanceado de acuerdo con las rigideces de los elementos concurrentes.

13.6.3.5- Las vigas de borde o los bordes de la losa deben ser dimensionados para resistir por torsión su parte de los momentos exteriores negativos mayorados.

13.6.3.6- El momento para carga gravitacional a ser transmitido entre la losa y una columna de borde de acuerdo a la [sección 13.5.3.1](#) debe ser $0.3M_o$.

13.6.4- Momentos mayorados en franjas de columna

13.6.4.1- Las franjas de columna deben ser dimensionadas para resistir las siguientes fracciones, en porcentajes, del momento negativo mayorado interior:

ℓ_2/ℓ_1	0.5	1.0	2.0
$(\alpha_1\ell_2/\ell_1) = 0$	75	75	75
$(\alpha_1\ell_2/\ell_1) \geq 1.0$	90	75	45

Deben hacerse interpolaciones lineales entre los valores ilustrados.

13.6.4.2- Las franjas de columnas deben ser dimensionadas para resistir las siguientes fracciones en porcentaje, del momento negativo exterior mayorado:

COMENTARIO

C13.6.3.4- En el diseño del apoyo debe tomarse en cuenta la diferencia de momentos en la losa a cada lado de la columna u otro tipo de apoyo. Si se hace un análisis para distribuir los momentos no balanceados, la rigidez a la flexión se puede obtener basada en la sección total de hormigón de los elementos comprendidos.

C13.6.3.5- Los momentos perpendiculares a la estructura de la losa y en el borde de ésta, deben ser transmitidos a las columnas o muros de apoyo. Se deben investigar los esfuerzos de torsión provocados por el momento asignado a la losa.

C13.6.4, C13.6.5 y C13.6.6- Momentos mayorados en franjas de columna, viga y franjas intermedias

Las reglas dadas para asignar momentos a las franjas de columnas, vigas y franjas intermedias se basan en estudios de los momentos en losas linealmente elásticas, con diferente rigidez en las vigas [13.21](#) ajustadas por coeficientes de momento que se han usado con éxito en el pasado.

Con el propósito de establecer los momentos en la mitad de la franja de columna adyacente a un borde apoyado en un muro, se puede suponer que ℓ_n en la [ecuación \(13-3\)](#) es igual a ℓ_n del vano paralelo adyacente entre columnas, y el muro se puede considerar como una viga que tiene un momento de inercia I_b igual a infinito.

C13.6.4.2- El propósito del parámetro β_t de rigidez a la torsión, es asignar todo el momento negativo exterior mayorado a la franja de columna, y nada a la franja intermedia, a menos que la rigidez a la

CÓDIGO

ℓ_2/ℓ_1		0.5	1.0	2.0
$(\alpha_1 \ell_2/\ell_1) = 0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
$(\alpha_1 \ell_2/\ell_1) \geq 1.0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45

Deben hacerse interpolaciones lineales entre los valores ilustrados.

13.6.4.3- Cuando los apoyos consistan en columnas o muros que se extiendan por una distancia igual o mayor que $3/4$ de la luz ℓ_2 utilizada para calcular M_o , los momentos negativos deben considerarse uniformemente distribuidos a través de ℓ_2 .

13.6.4.4- Las franjas de columnas deben ser dimensionadas para resistir las siguientes fracciones, en porcentaje, de los momentos positivos mayorados:

ℓ_2/ℓ_1	0.5	1.0	2.0
$(\alpha_1 \ell_2/\ell_1) = 0$	60	60	60
$(\alpha_1 \ell_2/\ell_1) \geq 1.0$	90	75	45

Deben hacerse interpolaciones lineales entre los valores ilustrados.

13.6.4.5- Para losas con vigas entre los apoyos, la porción de la losa localizada en la franja de columnas debe ser dimensionada para resistir la porción de los momentos de la franja de columna que no sean resistidos por las vigas.

COMENTARIO

torsión de la viga, en relación con la rigidez a la flexión de la losa apoyada sea alta. En la definición de β_t el módulo de corte se ha tomado como $E_{cb}/2$.

Cuando se usen muros como apoyos a lo largo de ejes de columnas, aquellos se pueden considerar como vigas muy rígidas con un valor de $\alpha_1 \ell_2/\ell_1$ mayor que la unidad. Cuando el apoyo exterior consista en un muro perpendicular a la dirección en la que se determinen los momentos, β_t se puede considerar igual a cero si el muro es de albañilería sin resistencia a la torsión, y β_t se puede considerar como 2.5 para un muro de hormigón con alta resistencia a la torsión y que es monolítico con la losa.

13.6.5- Momentos mayorados en vigas

13.6.5.1- Las vigas entre los apoyos deben ser dimensionadas para resistir el 85% de los momentos de la franja de columna si $(\alpha_1 \ell_2 / \ell_1)$ es igual o mayor que uno.

13.6.5.2- Para valores de $(\alpha_1 \ell_2 / \ell_1)$ entre 1.0 y cero, la proporción de los momentos de la franja de columna que debe ser resistida por las vigas debe obtenerse por interpolación lineal entre 85 y cero por ciento.

13.6.5.3- Además de los momentos calculados para cargas uniformes, de acuerdo con las [secciones 13.6.2.2, 13.6.5.1 y 13.6.5.2](#), las vigas deben ser dimensionadas para resistir los momentos provocados por cargas concentradas o lineales aplicadas directamente sobre ellas, incluyendo el peso del alma que se proyecta por encima o por debajo de la losa.

13.6.6- Momentos mayorados en las franjas intermedias

13.6.6.1- La fracción de los momentos mayorados positivo y negativo no resistida por las franjas de columnas deben asignarse proporcionalmente a cada mitad de las franjas intermedias correspondientes.

13.6.6.2- Cada franja intermedia debe ser dimensionada para resistir la suma de los momentos asignados a sus dos mitades de franja.

13.6.6.3- Una franja intermedia adyacente y paralela a un borde apoyado en un muro, debe ser dimensionada para resistir el doble del momento asignado a la mitad de la franja intermedia correspondiente a la primera hilera de apoyos interiores.

C13.6.5- Momentos mayorados en vigas

Las cargas asignadas directamente a las vigas son adicionales a la carga permanente uniforme de la losa, a las cargas permanente uniformes superimpuestas, tales como techo, acabado de piso, o cargas equivalentes de tabiques, así como sobrecargas uniformes; todas las cuales normalmente están incluidas con w_u en la [ecuación \(13-3\)](#). Las cargas aplicadas directamente a las vigas incluyen cargas lineales como muros divisorios sobre (o a lo largo) de líneas centrales de vigas, cargas concentradas como postes arriba de las vigas o colgantes debajo de ellas, más cargas permanentes (líneales) adicionales de almas de viga sobresalientes. Con el propósito de asignar cargas aplicadas directamente a las vigas, sólo deben considerarse las situadas dentro del ancho del alma de la viga. (El ancho efectivo de la viga se define en la [sección 13.2.4](#) y sólo es para cálculos de resistencia y rigidez relativa.) Las cargas lineales y cargas concentradas sobre la losa, lejos del alma de la viga, requieren consideración especial para determinar su distribución entre losa y vigas.

13.6.7- Modificación de los momentos mayorados

Se permite que los momentos mayorados positivo y negativo sean modificados en un 10%, siempre que el momento estático total para una losa, en la dirección considerada, no sea menor que el requerido en la [ecuación \(13-3\)](#).

13.6.8- Corte mayorado en sistemas de losas con vigas

13.6.8.1- Las vigas con $\alpha_1 \ell_2 / \ell_1$ igual o mayor que 1.0, deben ser dimensionadas para resistir el corte producido por las cargas mayoradas en las áreas tributarias limitadas por líneas a 45°, trazadas desde las esquinas de las losas, y los ejes de las losas adyacentes paralelas a los lados mayores.

13.6.8.2- Al dimensionar vigas con $\alpha_1 \ell_2 / \ell_1$ menor a 1.0 para resistir corte, se permite interpolar linealmente suponiendo que la viga no toma carga para $\alpha_1 = 0$.

13.6.8.3- Además de los cortes calculados de acuerdo con las secciones 13.6.8.1 y 13.6.8.2 todas las vigas deben ser dimensionadas para resistir los cortes producidos por las cargas mayoradas aplicadas directamente sobre ellas.

13.6.8.4- Se permite calcular la resistencia al corte de la losa suponiendo que la carga se distribuye a las vigas de apoyo de acuerdo con la sección 13.6.8.1 ó 13.6.8.2. Debe proporcionarse resistencia al corte total que se presente en una losa.

13.6.8.5- La resistencia al corte debe satisfacer los requisitos del [capítulo 11](#).

C13.6.8- Corte mayorado en sistemas de losas con vigas

El área tributaria para calcular el corte en una viga interior aparece sombreada en la fig. C13.6.8. Si la rigidez de la viga $\alpha_1 \ell_2 / \ell_1$ es menor que 1, el corte en la viga se puede obtener por interpolación lineal. Para tales casos, las vigas que forman marcos en las columnas no tomarán toda la fuerza de corte aplicada a la columna. La fuerza restante producirá un esfuerzo de corte en la losa alrededor de la columna que debe verificarse de la misma manera que para losas planas, como se requiere en la sección 13.6.8.4. Las secciones 13.6.8.1 a la 13.6.8.3 no se aplican al cálculo de los momentos de torsión en las vigas. Estos momentos deben basarse en los momentos calculados por flexión que actúan en los lados de la viga.

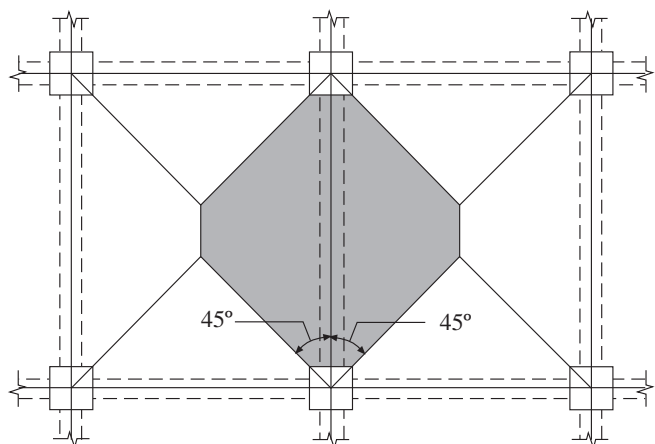


Fig. C13.6.8. Área tributaria para corte en una viga interior.

CÓDIGO

13.6.9- Momentos mayorados en columnas y muros

13.6.9.1- Las columnas y los muros contruidos monolíticamente con un sistema de losas deben resistir los momentos producidos por las cargas mayoradas que actúan sobre el sistema de losas.

13.6.9.2- En un apoyo interior, los elementos de apoyo arriba y abajo de la losa deben resistir el momento especificado por la ecuación (13-4) en proporción directa a sus rigideces, a menos que se realice un análisis general.

$$M = 0.07 \left[(w_d + 0.5w_l) \ell_2 \ell_n^2 - w_d' \ell_2' (\ell_n')^2 \right] \quad (13-4)$$

donde w_d' , ℓ_2' y ℓ_n' se refieren al tramo más corto.

13.7- Método del marco equivalente

13.7.1- El diseño de un sistema de losas por medio del Método del Marco Equivalente debe basarse en las suposiciones proporcionadas por las secciones 13.7.2 a la 13.7.6, y todas las secciones de losas y elementos de apoyo deben ser dimensionadas para los momentos y esfuerzos de corte así obtenidos.

13.7.1.1- Cuando se utilicen capiteles metálicos en las columnas, se permite tomar en consideración su contribución a la rigidez y a la resistencia a flexión y corte.

13.7.1.2- Se permite despreciar el cambio en la longitud de las columnas y las losas debido a esfuerzos directos, al igual que las deformaciones debidas al corte.

COMENTARIO

C13.6.9- Momentos mayorados en columnas y muros

La ecuación (13-4) se refiere a dos vanos adyacentes, uno de ellos mayor que el otro, con la carga permanente completa más un medio de la sobrecarga aplicada en el vano mayor, y únicamente carga permanente en el vano menor.

El diseño y detallamiento de la armadura que transfiere el momento desde la losa a la columna de borde es crítico, tanto para el comportamiento como para la seguridad de las losas planas o placas planas sin viga de borde o para losas en voladizo. Es importante que se muestren los detalles completos en los planos de diseño, tales como concentración de armadura sobre la columna mediante un espaciamiento menor o armadura adicional.

C13.7- Método del marco equivalente

El Método del Marco Equivalente implica la representación del sistema de losa tridimensional mediante una serie de marcos bidimensionales, que se analizan para las cargas que actúan en el plano de los marcos. Los momentos negativos y positivos así determinados en las secciones críticas de diseño del marco se distribuyen a los puntos de la losa de acuerdo con las [secciones 13.6.4](#) (franja de columnas), [13.6.5](#) (vigas) y [13.6.6](#) (franjas intermedias). El método del marco equivalente está basado en los estudios reportados en las referencias [13.18](#), [13.19](#) y [13.20](#). Muchos de los detalles sobre el método del marco equivalente dados en los comentarios del ACI 318-89 fueron removidos en el ACI 318-95

13.7.2- Marco equivalente

13.7.2.1- Debe considerarse que la estructura está constituida por marcos equivalentes a lo largo de ejes de columnas tomadas longitudinal y transversalmente a través de la estructura.

13.7.2.2- Cada marco debe consistir en una hilera de columnas o apoyos y franjas de viga-losa limitadas lateralmente por el eje central de la losa a cada lado del eje de las columnas o los apoyos.

13.7.2.3- Debe suponerse que las columnas o apoyos están unidos a las franjas de viga-losa mediante elementos torsionales ([sección 13.7.5.](#)) transversales a la dirección del tramo para el cual se están determinando los momentos, extendiéndose hasta los ejes centrales de las losas laterales a cada lado de la columna.

13.7.2.4- Los marcos adyacentes y paralelos a un borde deben estar limitados por dicho borde y el eje central de la losa adyacente.

13.7.2.5- Se permite el análisis de cada marco equivalente en su totalidad. Alternativamente, para cargas gravitacionales, se permite un análisis de cada piso o techo con sus extremos lejanos considerandos como empotrados.

13.7.2.6- Cuando las vigas-losa son analizadas separadamente, se permite determinar el momento en un apoyo dado suponiendo que la viga-losa está empotrada en cualquier apoyo distante dos vanos del considerado, siempre que la losa continúe más allá de dicho punto.

C13.7.2- Marco equivalente

La aplicación del marco equivalente a una estructura regular se ilustra en la fig. C13.7.2. El sistema tridimensional se divide en una serie de marcos en dos dimensiones (marcos equivalentes), centrados en los ejes de las columnas o de los apoyos, con cada marco extendiéndose hasta la altura total de la estructura. El ancho de cada marco equivalente está limitado por los ejes centrales de las losas adyacentes. El análisis completo del sistema de losas de un edificio consiste en analizar una serie de marcos equivalentes (interiores y exteriores) que se extienden longitudinal y transversalmente a través de la estructura.

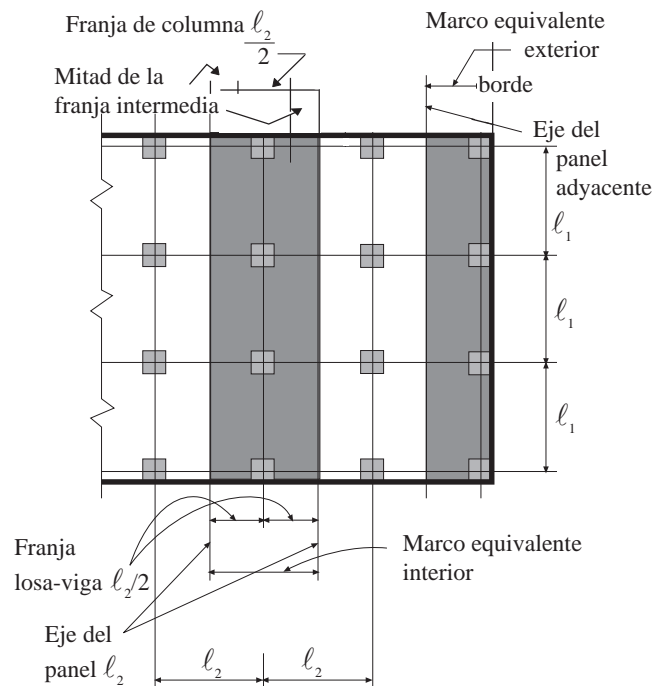


Fig. C13.7.2. Definiciones del marco equivalente.

El marco equivalente consta de tres partes: (1) La franja de losa horizontal, incluyendo cualquier viga que se extienda en la dirección del marco, (2) Las columnas u otros elementos de apoyo que se extiendan por arriba y por debajo de la losa y (3) Los

elementos de la estructura que proporcionen transmisión de momentos entre los elementos horizontales y los verticales.

13.7.3- Vigas-losa

13.7.3.1- Se permite determinar el momento de inercia del sistema de vigas-losa en cualquier sección transversal fuera del nudo o capitel de la columna usando el área bruta de hormigón.

13.7.3.2- Debe tomarse en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de los ejes de los sistemas de vigas-losa.

13.7.3.3- El momento de inercia del sistema de vigas-losa desde el centro de la columna hasta la cara de la columna, ménsula o capitel, debe suponerse igual al momento de inercia del sistema de vigas-losa en la cara de la columna, ménsula o capitel, dividido por $(1 - c_2/\ell_2)^2$, donde c_2 y ℓ_2 se miden transversalmente a la dirección del tramo para el cual se determinan los momentos.

13.7.4- Columnas

13.7.4.1- Se permite determinar el momento de inercia de las columnas en cualquier sección transversal fuera de nudos o capiteles de columnas, usando el área total de hormigón.

13.7.4.2- Debe tomarse en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de los ejes de las columnas.

13.7.4.3- El momento de inercia de las columnas desde la parte superior a la parte inferior del sistema viga-losa en el nudo debe suponerse infinito.

C13.7.3- Vigas-losa

C13.7.3.3- Un apoyo se define como una columna, capitel, cartela o muro. Nótese que una viga no está considerada como elemento de apoyo para el marco equivalente.

C13.7.4- Columnas

La rigidez de las columnas está basada en la longitud de éstas desde la mitad del espesor de la losa superior hasta la mitad del espesor de la losa inferior. El momento de inercia de la columna se calcula en base a su sección transversal, tomado en cuenta el incremento de la rigidez proporcionado por el capitel, cuando lo hay.

Cuando las vigas-losa se analizan por separado para cargas gravitacionales, se usa el concepto de una columna equivalente, que combina la rigidez de la viga-losa y el elemento torsional en un elemento compuesto. La flexibilidad de la columna se modifica para tomar en cuenta la flexibilidad torsional de la conexión losa-columna, lo cual reduce su eficiencia para la transmisión de momentos. La columna equivalente consiste en la columna real so-

bre y bajo la viga-losa más elementos torsionales “agregados” a cada lado de la columna y que extienden hasta el eje del panel adyacente, como se muestra en la Figura C13.7.4.

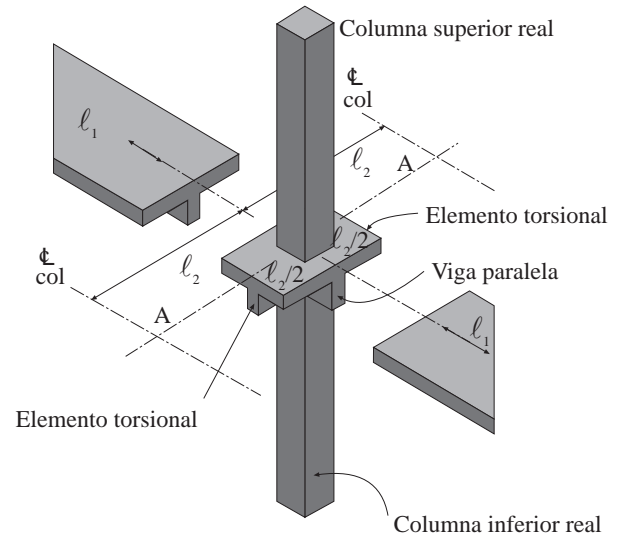


Fig. C13.7.4 Columna equivalente (columnas más elementos torsionales).

13.7.5- Elementos torsionales

13.7.5.1- Debe suponerse que los elementos torsionales ([sección 13.7.2.3](#)) tienen una sección transversal constante en toda su longitud, que consiste en la mayor de:

- Una porción de losa que tenga un ancho igual al de la columna, ménsula o capitel, en la dirección del tramo para el cual se determinan los momentos, o
- Para sistemas monolíticos o totalmente compuestos, la porción de losa especificada en (a) más la parte de la viga transversal arriba y abajo de la losa y
- La viga transversal, como se define en la [sección 13.2.4](#).

C13.7.5- Elementos torsionales

El cálculo de la rigidez de los elementos torsionales requiere varias suposiciones simplificadoras. Si no existen vigas que formen marco con la columna, se supone como viga efectiva una porción de la losa igual al ancho de la columna o capitel. Si existen vigas que lleguen a la columna, se asume un comportamiento de viga T o viga L, con alas que se prolongan a cada lado de la viga una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia abajo de la losa, pero no mayor de cuatro veces el espesor de la losa. Además, se supone que no ocurre ninguna rotación por torsión en la viga sobre del ancho del apoyo.

Las secciones de los elementos a ser usadas para calcular la rigidez torsional están definidas en la [sección 13.7.5.1](#). En la edición de 1989, la ecua-

CÓDIGO

13.7.5.2- Cuando las vigas se unan a las columnas en la dirección del tramo para el cual se determinan los momentos, la rigidez torsional debe multiplicarse por la razón entre el momento de inercia de la losa con dicha viga y el momento de inercia de la losa sin dicha viga.

COMENTARIO

ción (13-6) especificaba el coeficiente de rigidez K_t de los elementos torsionales. La expresión aproximada para K_t ha sido movida a los comentarios y la expresión para la constante torsional (Ecuación (13-7) en la edición de 1989) está ahora definida en la [sección 13.0](#).

Estudios de análisis tridimensionales de diversas configuraciones de losa sugieren que se puede obtener un valor razonable de la rigidez a la torsión, suponiendo una distribución de momento a lo largo del elemento sujeto a torsión que varía linealmente desde un máximo al centro de la columna, hasta cero a la mitad de la losa. La distribución supuesta del momento unitario de torsión a lo largo de la línea de eje de columna se muestra en la fig. C13.7.5.

Una expresión aproximada para la rigidez del elemento torsional, basada en los resultados de análisis tridimensionales de varias configuraciones de losas ([Referencias 13.18, 13.19 y 13.20](#)) es la dada más abajo.

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{\ell_2 \left(1 - \frac{c_2}{\ell_2}\right)^3}$$

una expresión para C se da en la [sección 13.0](#).

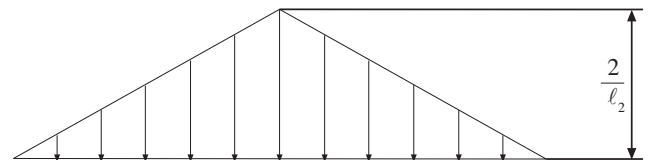


Fig. C13.7.5 Distribución del momento torsional unitario a lo largo del eje de columna AA mostrado en la [Figura C13.7.4](#).

CÓDIGO

13.7.6- Disposición de la sobrecarga

13.7.6.1- Cuando se conoce la disposición de la carga, el marco equivalente debe analizarse para dicha carga.

13.7.6.2- Cuando la sobrecarga sea variable pero no exceda de $3/4$ de la carga permanente, o bien la naturaleza de la sobrecarga sea tal que todas las losas se carguen simultáneamente, se permite suponer que se producen los momentos mayorados máximos en todas las secciones con la sobrecarga mayorada total actuando en todo el sistema de losa.

13.7.6.3- Para condiciones de carga distintas a las definidas en la sección 13.7.6.2, se permite suponer que el momento máximo positivo mayorado cerca del centro del tramo de una losa ocurre con $3/4$ del total de la sobrecarga mayorada colocada sobre la losa y sobre las losas alternas; y se permite suponer que el momento máximo negativo mayorado de la losa en un apoyo se produce con $3/4$ del total de la sobrecarga colocada solamente en las losas adyacentes.

13.7.6.4- Los momentos mayorados no deben considerarse menores que los que se presentan con la sobrecarga total mayorada distribuida en todas las losas.

13.7.7- Momentos mayorados

13.7.7.1- En apoyos interiores, la sección crítica para el momento negativo mayorado (tanto en la franja de columna como en las franjas intermedias) se debe tomar en el borde de los apoyos rectilíneos, pero a no más de $0.175 \ell_1$ del centro de la columna.

13.7.7.2- En los apoyos exteriores provistos de ménsulas o capiteles, la sección crítica para el momento negativo mayorado en el tramo perpendicular a un borde, debe considerarse situada a una distancia del borde del elemento de soporte no mayor

COMENTARIO

C13.7.6- Disposición de la sobrecarga

El considerar únicamente las tres cuartas partes de la sobrecarga mayorada total para el patrón de carga que produce el momento máximo, se basa en el hecho de que los momentos máximos positivo y negativo debidos a la sobrecarga no pueden ocurrir simultáneamente y que la redistribución de los momentos máximos es posible que ocurra antes que se presente la falla. Este procedimiento permite, en efecto, algunos sobreesfuerzos locales bajo la sobrecarga mayorada total, si ésta se distribuye en la forma prescrita; pero aún así, asegura que la capacidad última del sistema de losa después de la redistribución de momentos no es menor que la requerida para resistir las sobrecargas y cargas permanentes mayoradas en todas las losas.

C13.7.7- Momentos mayorados

C13.7.7.1- C13.7.7.3- Estas secciones corrigen los momentos negativos mayorados en la cara de los apoyos. La corrección se modifica en un apoyo exterior a fin de que no dé como resultado reducciones indebidas en el momento negativo exterior. La [fig. C13.6.2.5](#) ilustra varios apoyos rectangulares equivalentes para ser utilizados al definir las caras de los apoyos en el diseño con apoyos no rectangulares.

de 1/2 de la proyección de la ménsula o capitel más allá de la cara del elemento de apoyo.

13.7.7.3- Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área, con el objeto de localizar la sección crítica para el momento negativo de diseño.

13.7.7.4- Cuando se analicen sistemas de losas que cumplan con las limitaciones de la [sección 13.6.1](#) por medio del Método del Marco Equivalente, se permite reducir los momentos calculados resultantes en una proporción tal que la suma absoluta de los momentos positivos y el promedio de los momentos negativos utilizados para el diseño no necesita exceder del valor obtenido con la [ecuación \(13-3\)](#).

13.7.7.5- Se permite la distribución de los momentos en las secciones críticas de la franja viga-losa de cada marco a las franjas de columna, vigas y franjas intermedias de acuerdo a lo establecido en las [secciones 13.6.4, 13.6.5, 13.6.6](#). si se cumple con los requisitos de la [sección 13.6.1.6](#)

C13.7.7.4- Esta sección es una recopilación de muchos códigos anteriores, y se basa en el principio de que si se prescriben dos métodos diferentes para obtener una respuesta en particular, el código no debe requerir un valor mayor que el menor valor aceptable. Debido a la gran experiencia satisfactoria en diseños con momentos estáticos factorizados que no exceden de los proporcionados por la [ecuación \(13-3\)](#) se considera que estos valores son satisfactorios para el diseño, cuando se cumplen las limitaciones aplicables.

CÓDIGO

COMENTARIO

CAPÍTULO 14

MUROS

14.0- Notación

A_g	=	área bruta de la sección, mm^2
A_s	=	área de armadura longitudinal por tracción en el segmento de muro, mm^2
A_{se}	=	área efectiva de armadura longitudinal por tracción en el segmento de muro, mm^2 , calculada según la ec. (14-8)
c	=	distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro, mm
d	=	distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura longitudinal en tracción, mm
E_c	=	módulo de elasticidad del hormigón, MPa
f'_c	=	resistencia especificada a compresión del hormigón, MPa
f_y	=	tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa
h	=	altura total del elemento, mm
I_{cr}	=	momento de inercia de la sección agrietada transformada de hormigón, mm^4
I_e	=	momento de inercia efectivo para el cálculo de la deformación, mm^4
k	=	factor para la longitud efectiva
ℓ_c	=	distancia vertical entre apoyos, mm
ℓ_w	=	longitud horizontal de un muro, mm
M	=	máximo momento no mayorado debido a cargas de servicio, incluyendo los efectos $P\Delta$, Nmm
M_a	=	momento máximo en el elemento en la etapa para la que se calcula de deformación, Nmm
M_{cr}	=	momento que causa el agrietamiento por flexión debido a las cargas verticales y laterales aplicadas, Nmm
M_n	=	resistencia nominal a momento en la sección, Nmm
M_{sa}	=	máximo momento no mayorado aplicado debido a las cargas de servicio, sin incluir los efectos $P\Delta$, Nmm

14.0- Notación

Las unidades de medida se indican en la Notación para ayudar al usuario y no es la intención excluir el correcto uso de otras unidades para los mismos símbolos.

M_u	= momento mayorado en la sección, incluyendo los efectos $P\Delta$, Nmm
M_{ua}	= momento en una sección a media altura del muro debido a las cargas laterales y verticales excéntricas mayoradas, Nmm
n	= razón entre módulos de elasticidad, no menor que 6. = E_s / E_c
P_{nw}	= resistencia nominal a carga axial de un muro diseñado según la sección 14.4 , N
P_s	= carga axial no mayorada en la sección de diseño (media altura), incluyendo los efectos de peso propio, N
P_u	= carga axial mayorada, N
Δ_s	= deformación máxima en o cerca de media altura debido a las cargas de servicio, mm
Δ_u	= deformación a media altura del muro debida a las cargas mayoradas, mm
ϕ	= factor de reducción de la resistencia. Véase la sección 9.3
ρ	= cuantía de armadura en tracción = $A_s / (\ell_w d)$
ρ_b	= cuantía de armadura que produce condiciones de deformación balanceada.

14.1- Alcance

14.1.1- Las disposiciones del capítulo 14 deben aplicarse al diseño de muros sometidos a carga axial, con o sin flexión.

14.1.2- Los muros de contención en voladizo se diseñan de acuerdo con las disposiciones de diseño por flexión del [capítulo 10](#), con una armadura horizontal mínima de acuerdo con la [sección 14.3.3](#).

14.2- Generalidades

14.2.1- Los muros deben diseñarse para cargas excéntricas y cualquier carga lateral o de otro tipo a las que estén sometidos.

C14.1- Alcance

El capítulo 14 se aplica, generalmente, a muros como elementos verticales que soportan cargas. Los muros de contención en voladizo se diseñan de acuerdo con las disposiciones de diseño por flexión del capítulo 10. Los muros diseñados para resistir fuerzas de corte, como los muros de corte, deben diseñarse de acuerdo con el capítulo 14 y la [sección 11.10](#), según sea aplicable.

En la edición de 1977, los muros podían diseñarse de acuerdo con el capítulo 14 ó la sección 10.15. En la edición de 1983 estas dos se integraron en el capítulo 14.

C14.2- Generalidades

Los muros deben diseñarse para resistir todas las cargas a las que sean sometidos, incluyendo cargas axiales excéntricas y fuerzas laterales. El diseño debe efec-

CÓDIGO

14.2.2- Los muros sometidos a cargas axiales deben diseñarse de acuerdo con las secciones 14.2, 14.3 y ya sea la 14.4, la 14.5 ó la 14.8.

14.2.3- El diseño para esfuerzos de corte debe cumplir con lo estipulado en la [sección 11.10](#).

14.2.4- A menos que se demuestre lo contrario mediante un análisis detallado, la longitud horizontal de un muro que se puede considerar como efectiva para cada carga concentrada, no debe exceder de la distancia entre los centros de las cargas, ni el ancho de apoyo más cuatro veces el espesor del muro.

14.2.5- Los elementos en compresión contruidos monolíticamente con muros deben cumplir con lo establecido en la [sección 10.8.2](#).

14.2.6- Los muros deben anclarse a elementos de intersección como pisos o techos, o bien a columnas, pilastras, contrafuertes, muros de intersección y zapatas.

14.2.7- Se permite que la cuantía de armadura y los límites de espesor exigidos por las [secciones 14.3 y 14.5](#), sean ignorados cuando el análisis estructural muestra que el muro posee resistencia y estabilidad adecuadas.

14.2.8- La transferencia de esfuerzos a la fundación en la base del muro debe hacerse de acuerdo con la [sección 15.8](#).

14.3- Armadura mínima

14.3.1- La armadura mínima vertical y horizontal debe cumplir con las disposiciones de las [secciones 14.3.2 y 14.3.3](#), a menos que se requiera una cantidad mayor por corte, de acuerdo a las [secciones 11.10.8 y 11.10.9](#).

COMENTARIO

tuarse de acuerdo con la [sección 14.4](#), a menos que el muro cumpla con los requisitos de la [sección 14.5.1](#). En cualquiera de los dos casos, los muros pueden diseñarse empleando ya sea el método de diseño por resistencia del código o el método alternativo de diseño del [apéndice A](#), de acuerdo con la [sección A.6.3](#).

C14.3- Armadura mínima

Los requisitos de la sección 14.3 son similares a los estipulados en ediciones anteriores del ACI 318. Se aplican a muros diseñados de acuerdo con la [sección 14.4](#), la [sección 14.5](#) o la [sección 14.8](#). Para muros que resisten fuerzas horizontales de corte en el plano del muro, la armadura diseñada de acuerdo con la [sección 11.10.9.4](#) puede exceder la armadura mínima especificada en la sección 14.3.

14.3.2- La mínima razón entre el área de armadura vertical y el área total de hormigón debe ser:

- (a) 0.0012 para barras con resaltes no mayores que $\phi 16$ con una tensión de fluencia especificada no menor que 420 MPa, o
- (b) 0.0015 para otras barras con resaltes, o
- (c) 0.0012 para malla de alambre electrosoldado (liso o estriado) no mayor que 16 mm de diámetro.

14.3.3- La mínima razón entre el área de armadura horizontal y el área total de hormigón debe ser:

- (a) 0.0020 para barras con resaltes no mayores que $\phi 16$ con una tensión de fluencia especificada no menor que 420 MPa, o
- (b) 0.0025 para otras barras con resaltes, o
- (c) 0.0020 para malla electrosoldada de alambre (liso o estriado) no mayor que 16 mm de diámetro.

14.3.4- Los muros con un espesor mayor que 250 mm, excepto los muros de subterráneos, deben tener la armadura en cada dirección colocada en dos capas paralelas a las caras del muro de acuerdo con:

- (a) Una capa consistente en no menos de $1/2$, y no más de $2/3$ de la armadura total requerida para cada dirección debe colocarse a no menos de 50 mm ni a más de $1/3$ del espesor del muro a partir de la superficie exterior.
- (b) La otra capa, consistente en el resto de la armadura requerida en esa dirección, debe colocarse a no menos de 20 mm ni a más de $1/3$ del espesor del muro a partir de la superficie interior.

14.3.5- La armadura vertical y horizontal debe espaciarse a no más de tres veces el espesor del muro, ni de 500 mm.

14.3.6- La armadura vertical no necesita estar confinada por amarras laterales cuando la armadura vertical no es mayor de 0.01 veces el área total de hormigón, o cuando la armadura vertical no se requiere como armadura de compresión.

14.3.7- Además de la armadura mínima requerida por la sección 14.3.1, deben colocarse por lo menos dos barras $\phi 16$ alrededor de todas las aberturas de ventanas y puertas. Estas barras deben prolongarse más allá de las esquinas de las aberturas en una longitud igual a la de desarrollo de las barras pero no menos de 600 mm.

14.4- Muros diseñados como elementos en compresión

Con excepción de lo dispuesto en la sección 14.5, los muros sometidos a carga axial o combinación de carga axial y de flexión deben diseñarse como elementos en compresión de acuerdo con las disposiciones de las [secciones 10.2, 10.3, 10.10, 10.11, 10.12, 10.13, 10.14, 10.17, 14.2 y 14.3](#).

14.5- Método empírico de diseño

14.5.1- Se permite que los muros de sección transversal rectangular llena sean diseñados mediante las disposiciones empíricas de la sección 14.5, cuando la resultante de todas las cargas mayoradas esté localizada dentro del tercio central del espesor total del muro, y se satisfagan los requisitos de las [secciones 14.2, 14.3 y 14.5](#).

14.5.2- La resistencia de diseño frente a carga axial ϕP_{nw} de un muro que satisface las limitaciones de la sección 14.5.1, debe calcularse mediante la ecuación (14-1), a menos que se diseñe de acuerdo con la sección 14.4.

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k \ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (14-1)$$

donde $\phi = 0.70$ y el factor k de longitud efectiva debe ser:

C14.5- Método empírico de diseño

El método empírico de diseño se aplica sólo a secciones transversales rectangulares sólidas. Todas las demás formas deben diseñarse de acuerdo a la sección 14.4.

Las cargas excéntricas y laterales se usan para determinar la excentricidad total de la carga axial mayorada, P_u . Cuando la carga resultante para todas las combinaciones aplicables de carga se encuentre localizada en el tercio medio del espesor del muro (excentricidad no mayor de $h/6$) en todas las secciones a lo largo del muro no deformado, puede emplearse el método de diseño empírico. El diseño se efectúa considerando P_u como una carga concéntrica. La carga axial mayorada P_u debe ser menor o igual a la resistencia de diseño por carga axial ϕP_{nw} , calculada por medio de la ecuación (14-1), $P_u < \phi P_{nw}$.

CÓDIGO

Para muros arriostrados en la parte superior e inferior con el fin de evitar el desplazamiento lateral y:

- (a) Restringidos contra la rotación en uno o ambos extremos (superior y/o inferior) 0.8
- (b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos 1.0

Para muros no arriostrados con el fin de evitar el desplazamiento lateral 2.0

COMENTARIO

En el suplemento de 1980, se revisó la [ecuación \(14-1\)](#) para reflejar el rango general de condiciones de borde encontradas en el diseño de muros. La ecuación de resistencia de muros en la edición 1977 del ACI 318 se basó en la suposición de un muro con sus extremos superior e inferior fijos contra movimientos laterales y con restricción de momento en un extremo, correspondiente a un factor de longitud efectiva entre 0.8 y 0.9. Los valores de resistencia a cargas axiales, determinados a partir de la ecuación original, no fueron conservadores al compararlos con los resultados de los ensayos^{14.1} para muros articulados en ambos extremos, como puede ocurrir en algunas aplicaciones con prefabricados y muros izados, o cuando la parte superior del muro no está arriostrada de manera efectiva para evitar el desplazamiento, como ocurre con muros autoestables o en grandes estructuras en que ocurren deflexiones importantes de diafragmas de techos, debido al viento o a cargas sísmicas. La [ecuación \(14-1\)](#) da los mismos resultados que edición de 1977 del ACI 318 para muros arriostrados y con una restricción razonable de la base contra la rotación.^{14.2} Se proporcionan valores de longitud efectiva vertical, k , para condiciones que se presentan comúnmente en extremos de muros. La condición de extremo “restringido contra rotación” requerida para un factor k de 0.8, implica la fijación a un elemento con rigidez a la flexión, EI/ℓ , al menos tan grande como la del muro.

La porción de esbeltez de la [ecuación \(14-1\)](#) da como resultado resistencias relativamente comparables con las de la [sección 14.3](#) ó [14.4](#) para elementos cargados en el tercio medio del espesor para diferentes condiciones de arriostramiento y restricción en los extremos. Véase la [fig. C14.5](#).

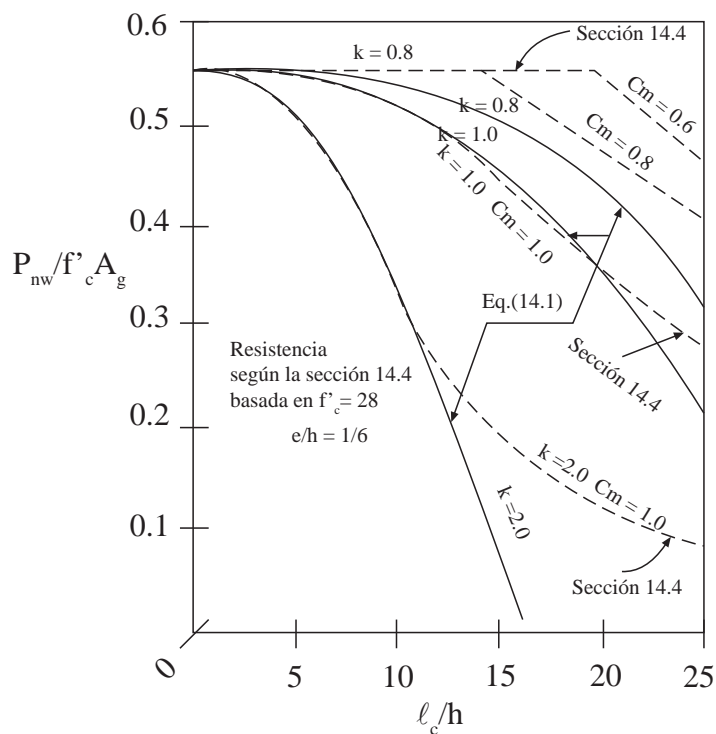


Fig. C14.5 Diseño empírico de muros, ecuación (14-1), comparada con la sección 14.4.

14.5.3- Espesor mínimo de muros diseñados por el método empírico de diseño

14.5.3.1- El espesor de muros de carga no debe ser menor de $1/25$ de la altura o longitud del muro, la que sea menor, ni tampoco debe ser menor que 100 mm.

14.5.3.2- El espesor de los muros exteriores de subterráneos y fundaciones no debe ser menor que 200 mm.

C14.5.3- Espesor mínimo de muros diseñados por el método empírico de diseño

Los requisitos de espesor mínimo no necesitan aplicarse a muros diseñados según la [sección 14.4](#).

14.6- Muros no estructurales

14.6.1- El espesor de los muros no estructurales no debe ser menor de 100 mm, ni menor de $1/30$ de la distancia mínima entre elementos que proporcionen apoyo lateral.

14.7- Muros empleados como vigas de fundación

14.7.1- Los muros diseñados como vigas de fundación deben tener la armadura superior e inferior que se requiere para resistir los momentos flectores, de acuerdo con las disposiciones de las [secciones 10.2](#) a la [10.7](#). El diseño por corte debe cumplir con las disposiciones del [capítulo 11](#).

14.7.2- Las zonas de muros empleadas como vigas de fundación que sobresalen del nivel del terreno, también deben cumplir con los requisitos de la [sección 14.3](#).

14.8 - Diseño alternativo para muros esbeltos

14.8.1 – Cuando el diseño de un muro está controlado por la tracción producida por la flexión, se considera que los requerimientos de la sección 14.8 satisfacen la [sección 10.10](#).

14.8.2 – Los muros diseñados de acuerdo a las disposiciones de la sección 14.8 deben satisfacer las secciones 14.8.2.1 a la 14.8.2.6.

14.8.2.1 – El muro debe diseñarse como un elemento simplemente apoyado, cargado axialmente, sujeto a una carga lateral uniforme fuera del plano, con momentos y deformaciones máximas a media altura.

14.8.2.2 – La sección transversal es constante sobre la altura del muro.

14.8.2.3 – La cuantía de armadura ρ no debe exceder $0.6 \rho_b$

14.8.2.4 – La armadura debe proporcionar una armadura de diseño:

$$\phi M_n \geq M_{cr} \quad (14 - 2)$$

donde M_{cr} debe obtenerse usando el módulo de rotura dado en la [ecuación \(9 – 9\)](#).

C14.8 - Diseño alternativo para muros esbeltos

La sección 14.8 está basada en los correspondientes requisitos del UBC (Uniform Building Code) y en investigaciones experimentales.^{14.3}

El procedimiento se presenta como una alternativa a los requisitos de la [sección 10.10](#) para el diseño fuera del plano de paneles prefabricados, en los cuales los paneles están restringidos al volcamiento en su tope.

El procedimiento, como se describe en el UBC, ha sido transformado desde un diseño por tensiones admisibles a uno por factores de carga.

Los paneles que tienen ventanas u otras aberturas de gran tamaño se considera que no tienen una sección transversal constante en la altura del muro. Dichos muros deben diseñarse tomando en consideración los efectos de tales aberturas.

En las [Referencias 14.4](#) y [14.5](#) se discuten varios aspectos del diseño de muros y edificios construidos con el sistema tilt-up.

14.8.2.5 – Las cargas gravitacionales concentradas aplicadas al muro sobre la sección de diseño por flexión deben suponerse distribuidas en un ancho:

(a) Igual al ancho del apoyo, más un ancho a cada lado que se incrementa con una pendiente de 2 en vertical a 1 en horizontal hacia la sección de diseño; pero

(b) no mayor al espaciamiento de las cargas concentradas; y

(c) No debe extenderse más allá de los bordes del muro.

14.8.2.6 – El esfuerzo vertical P_u / A_g a media altura del muro no debe exceder $0.06f'_c$

14.8.3 – La resistencia de diseño a momento ϕM_n para la combinación de carga axial y flexión en la sección transversal a media altura debe ser:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (14 - 3)$$

donde:

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u \quad (14 - 4)$$

M_{ua} es el momento en la sección ubicada a media altura del muro, provocado por las cargas mayoradas, y Δ_u es:

$$\Delta_u = \frac{5 M_u \ell_c^2}{\phi 48 E_c I_{cr}} \quad (14 - 5)$$

M_u debe obtenerse por iteración de las deformaciones, o por un cálculo directo usando la ec. (14-6)

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5 P_u \ell_c^2}{\phi 48 E_c I_{cr}}} \quad (14 - 6)$$

donde:

$$I_{cr} = n A_{se} (d - c)^2 + \frac{\ell_w c^3}{3} \quad (14 - 7)$$

y

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s f_y}{f_y} \quad (14 - 8)$$

14.8.4 – La deformación máxima Δ_s debido a las cargas de servicio, incluyendo el efecto $P\Delta$, no debe exceder $\ell_c / 150$. La deformación a media altura Δ_s debe determinarse a partir de:

$$\Delta_s = \frac{(5M)\ell_c^2}{48 E_c I_e} \quad (14 - 9)$$

$$M = \frac{M_{sa}}{1 - \frac{5 P_s \ell_c^2}{48 E_c I_e}} \quad (14 - 10)$$

I_e debe calcularse usando los procedimientos de la [sección 9.5.2.3](#), sustituyendo M por M_a . I_{cr} debe evaluarse usando la [ec. \(14-7\)](#)

CAPÍTULO 15

ZAPATAS

15.0- Notación

A_g = área total de la sección, mm^2

d_p = diámetro del pilote en la base de la zapata

β = razón entre el lado largo y el lado corto de una zapata

15.1- Alcance

15.1.1- Las disposiciones del capítulo 15 deben usarse en el diseño de zapatas aisladas y, cuando sean aplicables, a la combinación de zapatas y losas de fundación.

15.1.2- En la [sección 15.10](#) se indican los requisitos adicionales para el diseño de la combinación de zapatas y losas de fundación.

15.2- Cargas y reacciones

15.2.1- Las zapatas deben dimensionarse para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de este código y conforme a lo dispuesto en el capítulo 15.

15.2.2- El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y la tensión admisible del suelo o la capacidad admisible de pilotes debe seleccionarse mediante principios de mecánica de suelos.

C15.1- Alcance

Si bien las disposiciones del capítulo 15 se aplican a zapatas de fundación aisladas en las que se apoyan columnas o muros aislados, la mayoría de los conceptos se aplican por lo general a una combinación de zapatas y a losas de fundación que soporten varias columnas o muros, o una combinación de los mismos. [15.1](#), [15.2](#).

C15.2- Cargas y reacciones

Se requiere que las zapatas estén dimensionadas para soportar las cargas mayoradas aplicadas y las reacciones inducidas, las que incluyen cargas axiales, momentos y cortes que tienen que ser soportados por la base de la zapata o por el remate del pilote.

Después de haber determinado mediante los principios de mecánica de suelos y de acuerdo con la ordenanza general de construcciones la presión admisible del suelo o la capacidad admisible del pilote, debe establecerse el tamaño del área de la base de una zapata sobre el suelo o el número y distribución de los pilotes, sobre la base de cargas no

CÓDIGO

15.2.3- El cálculo de los momentos y esfuerzos de corte para zapatas apoyadas sobre pilotes puede basarse en la suposición de que la reacción de cualquier pilote está concentrada en el centro del mismo.

COMENTARIO

mayoradas (de servicio) como D, L, W y E, en cualquier combinación que riga el diseño.

Únicamente se necesita transmitir a la zapata los momentos extremos que existen en la base de la columna (o dado); el requisito mínimo de excentricidad para las consideraciones de esbeltez proporcionado en la [sección 10.12.3.2](#) no se necesita tomar en cuenta para la transmisión de fuerzas y momentos a las zapatas.

En aquellos casos en que se tengan que considerar cargas excéntricas o momentos, la presión extrema del suelo o la reacción obtenida en el pilote debe estar dentro de valores admisibles. De modo similar, las reacciones resultantes debidas a la combinación de cargas de servicio con los momentos y/o cortes provocados por las cargas de viento o sismo no deben exceder de los valores incrementados que pudieran ser permitidos por la ordenanza de construcción local.

Para dimensionar una zapata o un cabezal de pilote por resistencia, debe determinarse la presión de contacto del suelo o la reacción del pilote debida a las cargas “mayoradas” aplicadas (véase la [sección 8.1.1](#)). En el caso de una zapata, aislada, cargada concéntricamente, la reacción del suelo q_s debida a las cargas mayoradas es $q_s = U/A_f$, donde U es la carga concéntrica mayorada que debe ser resistida por la zapata y A_f es el área de la base de la zapata, tal como se determinó mediante los principios previamente establecidos utilizando las cargas no mayoradas y la presión permisible del suelo.

Es importante hacer notar que q_s es tan sólo una reacción calculada para la carga mayorada, empleada para producir en la zapata o en la cabeza de pilote las mismas condiciones requeridas de resistencia en lo que respecta a flexión, corte y longitud de desarrollo de la armadura que en cualquier otro elemento.

En el caso de cargas excéntricas, los factores de carga pueden causar excentricidades y reacciones diferentes de las obtenidas con las cargas no mayoradas.

Cuando se utiliza el método alternativo de diseño del apéndice A para el diseño de zapata, la presión que soporte el terreno o las reacciones de los pilotes son las causadas por las cargas de servicio (sin factores de carga). Las presiones admisibles del suelo o las reacciones admisibles de los pilotes se igualan directamente con las presiones o reacciones de las cargas de servicio aplicadas, con objeto de determinar el área de base de la zapata o el número y la distribución de los pilotes. Cuando las cargas laterales debidas a viento o a sismo se incluyen en las combinaciones que rigen para las zapatas, puede aprovecharse la reducción del 25% en la resistencia requerida conforme a lo dispuesto en la [sección A.2.2.](#)

15.3- Zapatas que soportan columnas o dados de forma circular o de polígono regular

Para la localización de las secciones críticas para momentos, cortes, y longitud de desarrollo de la armadura en las zapatas, se permite considerar las columnas o dados de hormigón con forma circular o de polígono regular como elementos cuadrados de la misma área.

15.4- Momentos en zapatas

15.4.1- El momento externo en cualquier sección de una zapata debe determinarse haciendo pasar un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.

C15.4- Momentos en zapatas

15.4.2- El momento máximo mayorado para zapata aislada debe calcularse en la forma prescrita en la [sección 15.4.1](#), para las secciones críticas localizadas como se indica a continuación:

- (a) En la cara de la columna, dado o muro, para zapatas que soporten una columna, dado o muro de hormigón.
- (b) En el punto medio entre el eje central y el borde del muro, para zapatas que soporten muros de albañilería.
- (c) En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero, para zapatas que soporten una columna con placa de acero.

15.4.3- En zapatas en una dirección y en zapatas cuadradas en dos direcciones, la armadura debe distribuirse uniformemente a través del ancho total de la zapata.

15.4.4- En zapatas rectangulares en dos direcciones, la armadura debe distribuirse como de acuerdo con la sección 15.4.4.1 y 15.4.4.2.

15.4.4.1- La armadura en la dirección larga deberá distribuirse uniformemente en el ancho total de la zapata.

15.4.4.2- Para la armadura en la dirección corta, una porción de la armadura total, determinada por la ecuación (15-1) debe distribuirse en forma uniforme sobre una franja (centrada con respecto al eje de la columna o pedestal) cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata. El resto de la armadura requerida en la dirección corta debe distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja central de la zapata.

$$\frac{\text{Refuerzo en el ancho de la franja}}{\text{Refuerzo total en la dirección corta}} = \frac{2}{(\beta+1)} \quad (15-1)$$

C15.4.4- Como en las anteriores ediciones del ACI 318, la armadura en la dirección corta de zapatas rectangulares debe estar distribuida de manera que se provea un área de acero dada por la ecuación (15-1) en una franja cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata. La franja debe estar centrada respecto al eje de la columna.

La armadura restante requerida en la dirección corta debe distribuirse equitativamente sobre los dos segmentos fuera del ancho de la franja, la mitad para cada segmento.

15.5- Esfuerzo de corte en zapatas

15.5.1- La resistencia al corte de las zapatas debe cumplir con lo estipulado en la [sección 11.12](#).

15.5.2- La ubicación de la sección crítica para corte de acuerdo con el capítulo 11 debe medirse desde la cara de la columna, dado o muro. Para zapatas que soporten una columna o un dado con placas base de acero, la sección crítica debe medirse a partir del punto definido en la [sección 15.4.2 \(c\)](#).

15.5.3- El cálculo del corte en cualquier sección a través de una zapata apoyada sobre pilotes debe cumplir con las secciones 15.5.3.1, 15.5.3.2 y 15.5.3.3.

C15.5- Esfuerzo de corte en zapatas

C15.5.1 y C15.5.2- La resistencia al corte de las zapatas debe determinarse para las más estrictas condiciones establecidas en las [secciones 11.12.1.1 u 11.12.1.2](#). La sección crítica para corte se “mide” a partir de la cara del elemento soportado (columna, dado o muro), salvo para elementos apoyados sobre placas base de acero.

El cálculo del corte requiere que la presión de apoyo del terreno, q_s se obtenga a partir de las cargas mayoradas, y que el diseño esté de acuerdo con las ecuaciones apropiadas del capítulo 11.

Donde sea necesario, puede investigarse de acuerdo con la [sección 11.12.1.2](#) el corte alrededor de los pilotes individuales. Si los perímetros para corte se traslapan, el perímetro crítico modificado, b_o , debe tomarse como la porción de la envolvente más pequeña de los perímetros para corte individuales, que en realidad resistirá el corte crítico para el grupo sujeto a consideración. En la fig. C15.5 se ilustra lo descrito anteriormente.

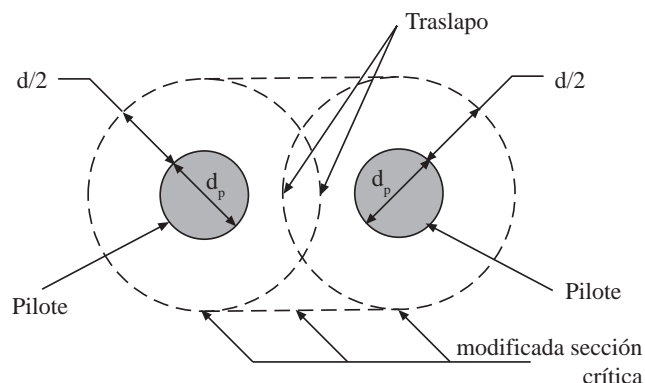


Fig. C15.5. Sección crítica modificada para corte con perímetros críticos traslapados.

C15.5.3- Cuando los pilotes estén ubicados dentro de las secciones críticas d o $d/2$ a partir del borde de la columna, para corte en una o dos direcciones, respectivamente, se debe considerar un límite superior para la resistencia al corte en la sección ad-

CÓDIGO

15.5.3.1- Se debe considerar que la reacción total de todo pilote cuyo centro esté ubicado a $d_p/2$ o más fuera de la sección produce corte en dicha sección.

15.5.3.2- Se debe considerar que la reacción de cualquier pilote cuyo centro se localice a $d_p/2$ o más dentro de una sección no produce corte en dicha sección.

15.5.3.3- Para posiciones intermedias del centro del pilote, la parte de la reacción del pilote que debe considerarse que produce corte en la sección debe basarse en una interpolación lineal entre el valor total a $d_p/2$ fuera de la sección y el valor cero correspondiente a $d_p/2$ dentro de la sección.

15.6- Desarrollo de la armadura en zapatas

15.6.1- El desarrollo de la armadura en las zapatas debe hacerse de acuerdo con el capítulo 12.

15.6.2- La tracción o compresión calculadas en la armadura en cada sección debe desarrollarse a cada lado de dicha sección ya sea mediante una longitud embebida, ganchos (sólo en tracción) o dispositivos mecánicos, o bien mediante una combinación de los mismos.

15.6.3- Las secciones críticas para el desarrollo de la armadura deben suponerse en los mismos planos definidos en la [sección 15.4.2](#) para el momento máximo mayorado y en todos los demás planos verticales en los cuales se presentan cambios de sección o de armadura. Véase también la [sección 12.10.6](#).

COMENTARIO

yacente al borde de la columna. El manual del CRSI^{15.3} ofrece una guía para esta situación.

15.7- Altura mínima de las zapatas

La altura de las zapatas sobre la armadura inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el terreno, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes

15.8- Transmisión de esfuerzos en la base de columnas, muros o dados armados

15.8.1- Las fuerzas y los momentos en la base de columnas, muros o dados deben transmitirse al dado de apoyo o a la zapata a través del hormigón y mediante la armadura, barras de traspaso, y conectores mecánicos.

15.8.1.1- El aplastamiento del hormigón en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el elemento apoyado, no debe exceder de la resistencia al aplastamiento del hormigón para cualquiera de las superficies, de acuerdo con lo dispuesto en la [sección 10.17](#).

C15.8- Transmisión de esfuerzos en la base de columnas, muros o dados armados

La sección 15.8 proporciona los requisitos específicos para transmisión de esfuerzos desde una columna, muro o dado (elemento apoyado) hasta un dado o zapata (elemento de apoyo). La transmisión de esfuerzo debe efectuarse mediante apoyo sobre el hormigón (sólo fuerza de compresión) y mediante la armadura (fuerza de tracción o de compresión). La armadura puede consistir en barras longitudinales prolongadas, barras de traspaso, pernos de anclaje o conectores mecánicos adecuados.

Los requisitos de la sección 15.8.1 se aplican tanto a la construcción moldeada en obra como a la construcción con prefabricados. En la [sección 15.8.2](#) se proporcionan requisitos adicionales para la construcción moldeada en obra. La [sección 15.8.3](#) proporciona requisitos adicionales para la construcción con prefabricados.

C15.8.1.1- Los esfuerzos de compresión pueden ser transmitidos a la zapata o dado de apoyo por medio del aplastamiento en el hormigón. Para el diseño por resistencia, las presiones admisibles de apoyo en el área realmente cargada serán iguales a $0.85\phi f'_c$ (donde $\phi=0.7$) cuando el área cargada sea igual al área sobre la cual se apoya.

En el caso general de que una columna se apoye en una zapata mayor que la columna, la resistencia de aplastamiento debe verificarse en la base de la columna y en la parte superior de la zapata. La resis-

15.8.1.2- La armadura, las barras de traspaso o los conectores mecánicos entre elementos apoyados y de apoyo deben ser adecuados para transmitir:

- (a) Toda la fuerza de compresión que exceda de la resistencia al aplastamiento del hormigón de cualquiera de los elementos.
- (b) Cualquier fuerza de tracción calculada a través de la interfase.

Además, la armadura, las barras de traspaso o los conectores mecánicos deben satisfacer las disposiciones de las [secciones 15.8.2 ó 15.8.3](#).

15.8.1.3- Cuando los momentos calculados se transmiten al dado o a la zapata, la armadura, las barras de traspaso o los conectores mecánicos deben tener las características necesarias para satisfacer las disposiciones de la [sección 12.17](#).

tencia en la parte inferior de la columna debe comprobarse puesto que la armadura de la columna no puede considerarse efectiva cerca de la base de la columna, porque la fuerza en la armadura no está desarrollada por alguna distancia sobre la base, a no ser que se proporcionen barras de traspaso o que la armadura de la columna se prolongue dentro de la zapata. La tensión unitaria de aplastamiento sobre la columna normalmente es de $0.85 \phi f'_c$ (con $\phi = 0.7$ esto se transforma en $0.6 f'_c$). La tensión admisible de aplastamiento en la zapata se puede incrementar de acuerdo con la [sección 10.17](#) y será usualmente 2 veces $0.85 \phi f'_c$. La fuerza de compresión que exceda la desarrollada por la presión permisible de aplastamiento en el hormigón de la parte inferior de la base de la columna o de la parte superior de la zapata, debe ser absorbida por barras de traspaso o por barras longitudinales prolongadas.

Para el método alternativo de diseño del apéndice A, las tensiones admisibles de aplastamiento están limitadas a un 50% de los valores de la [sección 10.17](#).

C15.8.1.2- Todas las fuerzas de tracción, ya sea creadas por izajes, momento u otros medios, deben ser transmitidas al dado o a la zapata de apoyo totalmente por la armadura o por conectores mecánicos adecuados. Generalmente, los conectores mecánicos se usarán sólo en estructuras prefabricadas.

C15.8.1.3- Cuando los momentos calculados se transmiten de la columna a la zapata, el hormigón en la zona de compresión de la columna por lo general estará esforzado a $0.85 f'_c$ en condiciones de cargas mayoradas y, como resultado, toda la arma-

15.8.1.4- Las fuerzas laterales deben transmitirse al dado o a la zapata de acuerdo con las disposiciones de corte por fricción de la [sección 11.7](#), o mediante otros medios apropiados.

15.8.2- En estructuras hormigonadas en obra, debe proporcionarse la armadura requerida para satisfacer la [sección 15.8.1](#), ya sea extendiendo las barras longitudinales dentro del dado de apoyo o de las zapatas, o mediante barras de traspaso.

15.8.2.1- Para columnas y dados hormigonados en obra, el área de armadura a través de la interfaz no debe ser menor de 0.005 veces el área total del elemento soportado.

15.8.2.2- Para muros hormigonados en obra, el área de la armadura a través de la interfaz no debe ser menor que la armadura mínima vertical señalada en la [sección 14.3.2](#).

15.8.2.3- En las zapatas, las barras longitudinales $\phi 44$ y $\phi 56$ mm de diámetro, sólo en compresión, pueden traslaparse con barras de traspaso para proporcionar la armadura requerida para satisfacer lo estipulado en la [sección 15.8.1](#). Las barras de traspaso no deben ser mayores que barras $\phi 36$ y deben extenderse dentro del elemento apoyado a una distancia no menor que la longitud de desarrollo de

dura en general habrá sido anclada dentro de la zapata.

C15.8.1.4- El método de corte por fricción que se expone en la [sección 11.7](#) puede emplearse para verificar la transferencia de fuerzas laterales al dado o a la zapata de apoyo. Pueden emplearse llaves de corte, siempre que la armadura que cruza la junta satisfaga los requisitos de las secciones 15.8.2.1, [15.8.3.1](#) y los requisitos de corte por fricción de la [sección 11.7](#). En estructuras con prefabricados la resistencia a las fuerzas laterales puede proporcionarse mediante corte por fricción, llaves de corte, o dispositivos mecánicos.

C15.8.2.1 y C15.8.2.2- Se requiere una cantidad mínima de armadura entre todos los elementos apoyados y de apoyo, para asegurar un comportamiento dúctil. En el código no se requiere que todas las barras en una columna se prolonguen a través y se anclen en la zapata. Sin embargo, una cantidad de armadura con área 0.005 veces el área de la columna, o un área igual de barras de traspaso apropiadamente traslapadas, debe extenderse dentro de la zapata con un anclaje apropiado. Esta armadura se requiere para proporcionar cierto grado de integridad estructural durante la etapa de construcción y durante la vida de la estructura.

C15.8.2.3- En esta sección están específicamente permitidos los traslapes de barras $\phi 44$ y $\phi 56$, sujetas a compresión sólo con barras de traspaso provenientes de las zapatas. Las barras de traspaso deben ser $\phi 36$ o de menor tamaño. La longitud de traslape de barras de traspaso debe cumplir con el mayor de los dos criterios siguientes: a) Ser capaz de transmitir el esfuerzo a las barras $\phi 44$ y $\phi 56$. b)

CÓDIGO

barras $\phi 44$ y $\phi 56$ mm, o que la longitud de traslape de las barras de traspaso, la que sea mayor, y dentro de la zapata a una distancia no menor que la longitud de anclaje de las barras de traspaso.

15.8.2.4- Cuando se proporciona una conexión rotulada en estructuras hormigonadas en obra, dicha conexión debe cumplir con lo especificado en las [secciones 15.8.1 y 15.8.3](#).

15.8.3- En construcciones prefabricadas, se permite usar pernos de anclaje o conectores mecánicos apropiados para satisfacer lo estipulado en la [sección 15.8.1](#).

15.8.3.1- La conexión entre columnas prefabricadas o dados y los elementos de apoyo debe cumplir los requisitos de la [sección 16.5.1.3 \(a\)](#).

15.8.3.2- La conexión entre muros prefabricados y elementos de apoyo debe cumplir los requisitos de las [secciones 16.5.1.3 \(b\) y \(c\)](#).

COMENTARIO

Desarrollar plenamente el esfuerzo en las barras de traspaso como traslapes.

Esta disposición constituye una excepción a la [sección 12.14.2.1](#), en la cual se prohíbe el traslape de barras $\phi 44$ y $\phi 56$. Este es el resultado de muchos años de experiencia satisfactoria con traslapes de barras de gran diámetro para columnas con barras de traspaso de zapatas de menor tamaño. La razón de la restricción en el tamaño de la barra de traspaso es un reconocimiento al problema de la longitud de anclaje de las barras de gran diámetro, y para fomentar el uso de barras de traspaso de tamaño reducido, con lo que probablemente se obtienen ahorros en la altura de las zapatas. En la [sección 12.16.2](#) se permite una excepción similar para traslapes de compresión entre barras de tamaño diferente.

C15.8.3.1 y C15.8.3.2- Para columnas moldeadas en la obra, la [sección 15.8.2.1](#) requiere un área mínima de armadura igual a $0.005A_g$ a través de la interfaz de columna-zapata para proporcionar cierto grado de integridad estructural. Para columnas prefabricadas, este requisito se expresa en términos de una fuerza equivalente de tracción que debe ser transmitida; por lo tanto, a través de la junta, $A_s f_y = 1.5A_g$ [Véase la [sección 16.5.1.3 \(a\)](#)]. La resistencia mínima a la tracción requerida para uniones prefabricadas muro-zapata [Véase la [sección 16.5.1.3 \(b\)](#)] es algo menor que la requerida para columnas, ya que una sobrecarga sería distribuida lateralmente y una falla súbita sería menos proba-

15.8.3.3- Los pernos de anclaje y los conectores mecánicos deben diseñarse para alcanzar su resistencia de diseño antes de que se presente la falla de anclaje o falla del hormigón que los circunda.

15.9- Zapatas con pendiente o escalonadas

15.9.1- En las zapatas con pendiente o escalonadas el ángulo de la pendiente, o la altura y ubicación de los escalones deben ser tales que se satisfagan los requisitos de diseño en cada sección. (Véase también la [sección 12.10.6](#))

15.9.2- Las zapatas con pendiente o escalonadas que se diseñen como una unidad, deben construirse para asegurar tal comportamiento.

15.10- Combinación de zapatas y losas de fundación

15.10.1- Las zapatas que soporten más de una columna, dado o muro (combinación de zapatas y losas de fundación) deben dimensionarse para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de este código.

15.10.2- El Método Directo de Diseño del [capítulo 13](#) no debe utilizarse para el diseño de una combinación de zapatas y losas de fundación.

15.10.3- La distribución de la presión del terreno bajo la combinación de zapatas y losas de fundación debe estar de acuerdo con las propiedades del

ble. Puesto que los valores de resistencia a la tracción de la [sección 16.5.1.3](#) se han elegido en forma arbitraria, no es necesario incluir un factor de reducción de resistencia, ϕ , para este cálculo.

C15.10- Combinación de zapatas y losas de fundación

C15.10.1- Se puede emplear cualquier suposición razonable respecto a la distribución de presiones del suelo o a las reacciones del pilote, siempre que esté de acuerdo con el tipo de estructura y con las propiedades del suelo, y que cumpla con los principios establecidos de mecánica de suelos (véase la [sección 15.1](#)). De manera similar, tal como se indica en la [sección 15.2.2](#) para zapatas aisladas, el área de la base o el arreglo de los pilotes para una combinación de zapatas y losas de fundación debe determinarse empleando las fuerzas no mayoradas y/o los momentos transmitidos por la zapata al suelo, considerando las presiones admisibles del suelo, así como las reacciones del pilote.

CÓDIGO

terreno y la estructura, y con los principios establecidos de la mecánica de suelos.

COMENTARIO

Se pueden aplicar métodos de diseño que utilicen cargas mayoradas y factores de reducción de resistencia, ϕ , a la combinación de zapatas y losas de fundación, independientemente de la distribución de presiones en el suelo.

El comité ACI 336 [15.1](#) se proporciona recomendaciones detalladas para el diseño de combinaciones de zapatas y losas de fundación. Véase también la [referencia 15.2](#).

CAPÍTULO 16

HORMIGÓN PREFABRICADO

16.0- Notación

A_g =área total de la columna, mm²
 ℓ =luz libre, mm

16.1- Alcance

16.1.1- Todas las disposiciones de este código que no sean específicamente excluidas y que no contradigan las disposiciones del capítulo 16, deben aplicarse a las estructuras que incorporan elementos estructurales prefabricados de hormigón.

C16.1- Alcance

C16.1.1- Véase la [sección 2.1](#) para una definición de hormigón prefabricado.

Los requisitos de diseño y construcción para elementos estructurales de hormigón prefabricado difieren en algunos aspectos de aquellos para elementos estructurales de hormigón en sitio, y dichas diferencias son abordadas en este capítulo. Cuando las disposiciones para hormigón en sitio se aplican también al hormigón prefabricado, ellas no se han repetido. De igual manera, los aspectos relacionados con hormigón compuesto en el [capítulo 17](#) y con hormigón pretensado en el [capítulo 18](#) que se aplican al hormigón prefabricado no se han repetido.

En las [referencias 16.1](#) a la [16.7](#) se dan recomendaciones más detalladas respecto a hormigón prefabricado. La construcción con hormigón tipo Tilt-up corresponde a una forma de hormigón prefabricado. Se recomienda revisar la [referencia 16.8](#) para el caso de estructuras tipo Tilt-up.

16.2- Generalidades

16.2.1- El diseño de elementos prefabricados y conexiones debe incluir las condiciones de carga y de restricción, desde la fabricación inicial hasta com-

C16.2- Generalidades

C16.2.1- Las tensiones desarrolladas en los elementos prefabricados durante el período que va entre el momento en que son moldeados y la conexión fi-

CÓDIGO

pletar la estructura, incluyendo el desmolde, almacenamiento, transporte y montaje.

16.2.2- Cuando se incorporen elementos prefabricados a un sistema estructural, las fuerzas y deformaciones que se produzcan dentro y junto a las conexiones deben ser incluidas en el diseño.

16.2.3- Deben especificarse las tolerancias tanto para los elementos prefabricados como para los elementos de interconexión. El diseño de los elementos prefabricados y de las conexiones debe incluir los efectos de estas tolerancias.

COMENTARIO

nal, pueden ser mayores que las tensiones para carga de servicio. Los procedimientos de manejo pueden causar deformaciones no deseables. Por lo tanto, debe prestarse atención a los métodos de almacenamiento, transporte y montaje de los elementos prefabricados, de manera que el comportamiento a nivel de cargas de servicio y la resistencia para las cargas mayoradas cumpla con los requisitos de este código.

C16.2.2- El comportamiento estructural de elementos prefabricados puede diferir sustancialmente del comportamiento de elementos similares hormigonados en sitio. En la construcción de estructuras prefabricadas, requiere una especial atención el diseño de conexiones para minimizar o transmitir fuerzas debidas a retracción, fluencia lenta, cambios de temperatura, deformaciones elásticas, asentamientos diferenciales, viento y sismo.

C16.2.3- El diseño de los elementos prefabricados y de las conexiones es particularmente sensible a las tolerancias en las dimensiones de los elementos individuales y a su ubicación en la estructura. Para prevenir malos entendidos, las tolerancias usadas en el diseño deben ser especificadas en los documentos contractuales. El diseñador puede especificar el estándar de tolerancias supuesto en el diseño. Es especialmente importante especificar cualquier desviación respecto a los estándares normales.

Las tolerancias requeridas en la sección 7.5 se consideran como un estándar mínimo aceptable para la armadura en hormigón prefabricado. El diseñador debiera remitirse a las publicaciones del Precast/Prestressed Concrete Institute ([Referencias 16.9, 16.10 y 16.11](#)) como guía sobre los estándares aceptados en la industria respecto a tolerancias de productos y de montaje. Una guía adicional se da en la [referencia 16.12](#).

CÓDIGO

16.2.4- Adicionalmente a los requisitos para planos y especificaciones de la sección 1.2, debe incluirse lo siguiente ya sea en los documentos contractuales o en los planos de taller:

- (a) Detallamiento de la armadura, insertos y dispositivos de izado necesarios para resistir la fuerzas temporales derivadas del manejo, almacenamiento, transporte y montaje.
- (b) Resistencia del hormigón a las edades o etapas de construcción establecidas.

16.3- Distribución de fuerzas entre elementos

16.3.1- La distribución de fuerzas perpendiculares al plano de los elementos debe establecerse por medio de análisis o ensayos.

16.3.2- Cuando el comportamiento del sistema requiera que las fuerzas en el plano sean transferidas entre los elementos de un sistema de muro o piso prefabricado, deben aplicarse las secciones 16.3.2.1 y 16.3.2.2.

16.3.2.1- El camino de las fuerzas en el plano debe ser continuo a través tanto de las conexiones como de los elementos.

COMENTARIO

C16.2.4- Los requisitos adicionales pueden ser incluidos, ya sea en los documentos contractuales o en los planos de taller, dependiendo de la asignación de responsabilidades por el diseño.

C16.3- Distribución de fuerzas entre elementos

C16.3.1- Las cargas puntuales y lineales concentradas pueden ser distribuidas entre los elementos siempre que tengan la suficiente rigidez torsional y que el corte pueda ser transmitido a través de las juntas. Los elementos torsionalmente rígidos, como losas huecas o losas sólidas, tienen propiedades de distribución de cargas más favorables que los elementos torsionalmente flexibles como las dobles T con alas delgadas. La distribución real de la carga depende de muchos factores, los que se discuten en detalle en las [referencias 16.13](#) a la [16.19](#). Grandes aberturas pueden provocar cambios significativos en la distribución de fuerzas.

C16.3.2- Las fuerzas en el plano provienen básicamente de la acción como diafragma en cielos y pisos, provocando tracción o compresión en las cuerdas y corte en el cuerpo del diafragma. Debe proporcionarse un camino continuo de acero, armadura o ambos, usando traslapes, empalmes soldados o mecánicos o conexiones mecánicas, para tomar las tracciones, mientras que el corte y la compresión pueden ser tomadas por la sección neta de hormigón. Un camino continuo de acero a través de una conexión puede incluir pernos, placas sol-

CÓDIGO

16.3.2.2- Cuando se produzcan fuerzas de tracción, debe proporcionarse un camino continuo de acero o armadura.

COMENTARIO

dadas, conectores de corte u otros dispositivos de acero. Las fuerzas de tracción en las conexiones deben ser transmitidas a la armadura principal de los elementos.

Las fuerzas en el plano de muros prefabricados provienen básicamente de las reacciones del diafragma y de cargas laterales externas.

Los detalles de la conexión debieran tomar en cuenta las fuerzas y deformaciones debidas a la retracción, fluencia lenta y efectos térmicos. Los detalles de la conexión pueden ser seleccionados para acomodar los cambios de volumen y las rotaciones provocados por gradientes de temperatura y deformaciones de largo plazo. Cuando estos efectos están restringidos, las conexiones y los elementos debieran diseñarse para proporcionar la adecuada resistencia y ductilidad.

16.4- Diseño de elementos

16.4.1- En losas de piso o cielo en una dirección y en paneles de muros prefabricados pretensados, todos no mayores a 4 m, y cuando los elementos no estén conectados mecánicamente como para provocar una restricción en la dirección transversal, se permite que los requisitos de armadura por retracción y temperatura de la [sección 7.12](#) en la dirección normal a la armadura por flexión sean omitidos. Esta omisión no se aplica a elementos que requieren la armadura para resistir esfuerzos transversales de flexión.

C16.4- Diseño de elementos

C16.4.1- En elementos de hormigón pretensado, de ancho no mayor a 4 m, como losas huecas, losas sólidas, o losas con nervios cercanos, usualmente no se necesita proporcionar armadura transversal para soportar tensiones por retracción y temperatura en la dirección corta. Esto es, generalmente, cierto también para losas de cielo y piso no pretensadas. El ancho de 4 m es menor que aquel en el cual las tensiones por retracción y temperatura pueden alcanzar una magnitud que requiera armadura transversal. Adicionalmente, la mayor parte de la retracción se produce antes de que los elementos sean amarrados en la estructura. Una vez en la estructura final, los elementos no están, usualmente, conectados en sentido transversal tan rígidamente como el hormigón monolítico, así, las tensiones por restricción transversal debidas a retracción y cambios de temperatura se reducen significativamente.

16.4.2- En muros prefabricados no pretensados, la armadura debe diseñarse de acuerdo con las disposiciones de los capítulos 10 ó 14 excepto que el área de armadura vertical y horizontal debe, cada una, no ser menor que 0.001 veces el área transversal total del muro. El espaciamiento de la armadura no debe exceder de 5 veces el espesor del muro o 750 mm para muros interiores o 500 mm para muros exteriores.

16.5- Integridad estructural

16.5.1- Excepto cuando controlen las disposiciones de la [sección 16.5.2](#), deben aplicarse las disposiciones mínimas sobre integridad estructural de las secciones [16.5.1.1](#) a la [16.5.1.4](#) a todas las estructuras prefabricadas:

16.5.1.1- Las amarras longitudinales y transversales requeridas por la [sección 7.13.3](#) deben conectar los elementos a un sistema resistente a cargas laterales.

La excepción no se aplica, por ejemplo, a elementos tales como T simples o dobles con alas delgadas y anchas.

C16.4.2- Esta área mínima de armadura de muro, en vez de los valores mínimos de la [sección 14.3](#), ha sido usada de manera general por muchos años sin problemas, y es recomendada por el Precast/Prestressed Concrete Institute [16.4](#) y por la Ordenanza de Construcción de Canadá [16.20](#). Las disposiciones para una menor armadura mínima y mayor espaciamiento, reconocen que los paneles de muros prefabricados tienen muy poca restricción en sus bordes durante las primeras etapas de curado y, por lo tanto, desarrollan menores tensiones por retracción que muros comparables hormigonados en sitio.

C16.5- Integridad estructural

C16.5.1- Las disposiciones generales de la [sección 7.13.3](#) se aplican a toda estructura prefabricada. Las secciones [16.5.1](#) y [16.5.2](#) dan requisitos mínimos para satisfacer la [sección 7.13.3](#). No es la intención de estos requisitos mínimos dejar sin efecto otras disposiciones aplicables del código para el diseño de estructuras prefabricadas de hormigón.

La integridad global de una estructura puede ser mejorada sustancialmente con cambios menores en la cantidad, ubicación, y detallamiento de la armadura del elemento y en el detallamiento de la conexión.

C16.5.1.1- Los elementos individuales pueden ser conectados a un sistema resistente a cargas laterales por métodos alternativos. Por ejemplo, una viga perimetral resistente podría ser conectada a un diafragma (parte del sistema resistente a cargas laterales). La integridad estructural podría lograrse conectando la viga perimetral en todos o en parte de los elementos horizontales que forman el

CÓDIGO

16.5.1.2- Cuando elementos prefabricados formen diafragmas de cielo o piso, las conexiones entre el diafragma y aquellos elementos que están siendo soportados lateralmente deben tener un resistencia nominal a la tracción no menor que 4.5 KN por metro lineal.

16.5.1.3- Los requisitos de amarras verticales de tracción de la [sección 7.13.3](#) se deben aplicar a todos los elementos estructurales verticales, excepto tabiques, y se deben lograr especificando conexiones en las juntas horizontales de acuerdo a lo siguiente:

- (a) Las columnas prefabricadas deben tener una resistencia nominal a tracción no menor a $1.4A_g$ en N. En columnas con una sección transversal mayor a la requerida por consideraciones de carga, se permite emplear un área efectiva reducida A_g basada en la sección transversal requerida, pero no menor a la mitad del área total.
- (b) Los paneles de muro prefabricados deben tener un mínimo de dos amarras por panel, con una resistencia nominal a la tracción no menor a 45 KN por amarra.
- (c) Cuando las fuerzas de diseño no generen tracciones en la base, se permite que las amarras requeridas por la sección 16.5.1.3 (b) sean ancladas en una losa de piso de hormigón armado apropiada.

COMENTARIO

diafragma. Alternativamente, la viga perimetral podría ser conectada solamente a sus columnas de apoyo, las que a su vez deben ser conectadas al diafragma.

C16.5.1.2- Los diafragmas se incluyen generalmente como parte del sistema resistente a cargas laterales. Las amarras establecidas en la sección 16.5.1.2 son las mínimas requeridas para unir los elementos a los diafragmas de piso o cielo. La fuerza en la amarra es equivalente al valor de carga de servicio de 3 kN por metro lineal dado en el Uniform Building Code.

C16.5.1.3- Las conexiones de base y las conexiones en juntas horizontales de columnas y paneles de muro prefabricados, deben ser diseñadas para transmitir todas las fuerzas y momentos de diseño. Los requisitos mínimos de amarras de la sección 16.5.1.3 no son sumables a estos requisitos de diseño. La práctica de la industria es colocar las amarras simétricamente con respecto al eje central del panel de muro y dentro de los cuartos exteriores del ancho del panel, siempre que sea posible.

CÓDIGO

16.5.1.4- No se deben usar detalles de conexión que se basen solamente en la fricción provocada por las cargas gravitacionales.

16.5.2- En estructuras con muros soportantes de hormigón prefabricado que tengan tres o más pisos de alto, deben aplicarse las disposiciones mínimas de las [secciones 16.5.2.1 a la 16.5.2.5](#).

COMENTARIO

C16.5.1.4- En caso que una viga se dañe, es importante que el desplazamiento de sus elementos de apoyo sea minimizado, de esta manera otros elementos no perderán su capacidad de soportar carga. Esta es una situación que muestra porque no se deben usar detalles de conexión que se basen solamente en la fricción causada por las cargas gravitacionales. Una excepción podrían ser unidades de estructuras modulares pesadas (una o más celdas en estructuras tipo celda) donde la resistencia al volcamiento o deslizamiento en cualquier dirección tiene un gran factor de seguridad. La aceptación de dichos sistemas debiera estar basada en las disposiciones de la [sección 1.4](#).

C16.5.2- Las disposiciones sobre amarras mínimas por integridad estructural en estructuras con muros soportantes, a menudo llamadas estructuras de grandes paneles, están pensadas para proporcionar un apoyo colgante como catenaria en el caso de pérdida del apoyo de un muro soportante, como se ha demostrado en ensayos^{16.21}. Las fuerzas inducidas por las cargas, cambios de temperatura, fluencia lenta y la acción del viento o el sismo puede requerir una cantidad mayor de fuerza en las amarras. Es la intención que las disposiciones generales para hormigón prefabricado de la [sección 16.5.1](#) se apliquen a estructuras con muros soportantes con menos de tres pisos de altura.

Las amarras mínimas en estructuras de tres o más pisos de altura, de acuerdo a las [secciones 16.5.2.1, 16.5.2.2, 16.5.2.3, 16.5.2.4 y 16.5.2.5](#), se establecen por integridad estructural ([Fig. C16.5.2](#)). Estas disposiciones están basadas en las recomendaciones del Precast/Prestressed Concrete Institute para el diseño de edificios de muros soportantes prefabricados de hormigón^{16.22}. La capacidad de las amarras está basada en la tensión de fluencia.

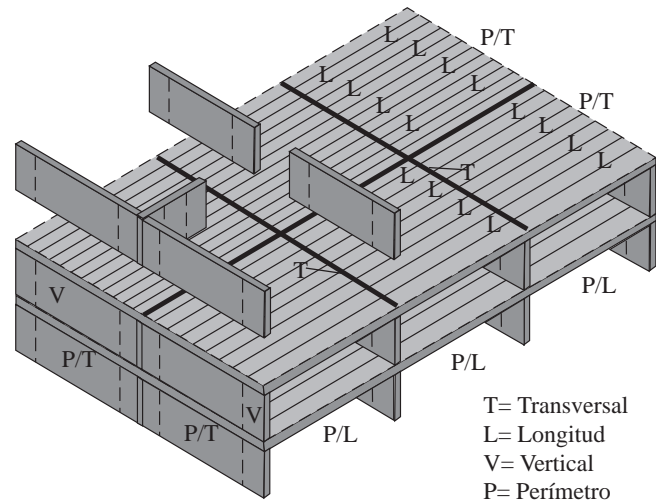


Fig. C16.5.2 - Disposición típica de amarras de tracción en estructuras de grandes paneles.

16.5.2.1- En sistemas de piso y cielo se deben especificar amarras transversales y longitudinales capaces de ofrecer una resistencia nominal de 22.5 KN por metro de ancho o largo. Las amarras deben colocarse sobre los apoyos de los muros interiores y entre los elementos y los muros exteriores. Las amarras deben ser ubicadas en o dentro de 600 mm del plano del sistema de piso o cielo.

16.5.2.2- Las amarras longitudinales paralelas a los vanos de las losas de piso o cielo deben espaciarse a no más de 3 m medido entre centros. Deben tomarse provisiones para transferir las fuerzas alrededor de aberturas.

16.5.2.3- Las amarras transversales perpendiculares a los vanos de las losas de piso o cielo deben tener un espaciamiento no mayor al espaciamiento de los muros de apoyo.

16.5.2.4- Las amarras alrededor del perímetro de cada piso o cielo, dentro de 1.2 m del borde, debe proporcionar una resistencia nominal a tracción no menor a 73 KN.

C16.5.2.1- Las amarras longitudinales pueden salir desde las losas y ser empalmadas, soldadas, o conectadas mecánicamente, o pueden estar embebidas en las juntas con lechada, con una longitud y recubrimiento suficiente para desarrollar la fuerza requerida. La longitud de adherencia para acero de pretensado sin pretensar debiera ser suficiente para desarrollar la tensión de fluencia.^{16.23} No es poco frecuente el tener amarras en el muro ubicadas razonablemente cerca del plano del sistema de piso o cielo.

C16.5.2.3- Las amarras transversales pueden estar uniformemente espaciadas, ya sea embutidas en los paneles o en un lecho de hormigón, o pueden estar concentradas en los muros soportantes transversales.

C16.5.2.4- Las amarras perimetrales no necesitan sumarse a las amarras longitudinales y transversales requeridas.

16.5.2.5- Deben proporcionarse amarras verticales de tracción en todos los muros, y ellas deben ser continuas sobre el alto del edificio. Ellas deben proporcionar una resistencia nominal a la tracción no menor a 45 KN por metro horizontal de muro. Debe proporcionarse no menos de dos amarras por cada panel prefabricado.

16.6- Diseño de conexiones y apoyos

16.6.1- Se permite que las fuerzas sean transmitidas entre los elementos a través de juntas hormigonadas, llaves de corte, conectores mecánicos, conexiones con armadura de acero, sobrelosas armadas, o combinaciones de estos métodos.

16.6.1.1- La efectividad de las conexiones para transmitir fuerzas entre elementos debe ser determinada por medio del análisis o de ensayos. Cuando el corte sea la principal carga impuesta, se permite usar las disposiciones de la [sección 11.7](#).

16.6.1.2- Cuando se diseña una conexión usando materiales con diferentes propiedades estructurales, deben considerarse sus rigideces, resistencias y ductilidades relativas.

C16.6- Diseño de conexiones y apoyos

C16.6.1- El código permite una variedad de métodos para conectar elementos. Estos están pensados para transferir las fuerzas tanto en el plano como perpendicular al plano de los elementos.

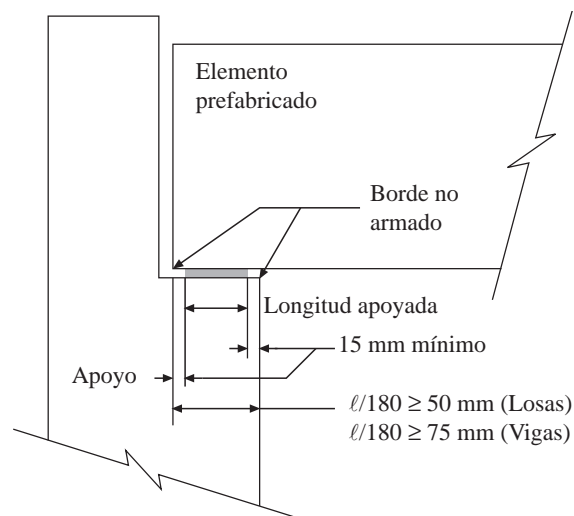


Fig. C16.6.2 - Longitud de apoyo versus la longitud del elemento en el apoyo

C16.6.1.2- Distintos componentes de una conexión (por ej. pernos, soldadura, placas, insertos, etc.) tienen diferentes propiedades que pueden afectar el comportamiento global de la conexión.

16.6.2- Los descansos de elementos prefabricados de cielo o piso en apoyos simples deben satisfacer las secciones 16.6.2.1 y 16.6.2.2.

16.6.2.1- La tensión de aplastamiento admisible en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el apoyado y entre cualquier elemento de descanso intermedio, no debe exceder la resistencia al aplastamiento de cualquiera de las superficies ni del elemento de apoyo. La resistencia al aplastamiento del hormigón se da en la [sección 10.17](#).

16.6.2.2- Deben cumplirse los siguientes requisitos mínimos, a menos que se muestre por medio del análisis o ensayos que el comportamiento no se ve afectado:

- (a) Cada elemento y su sistema de apoyo debe tener dimensiones de diseño seleccionadas de manera que, después de considerar las tolerancias, la distancia desde el borde del apoyo al extremo del elemento prefabricado en la dirección de la luz sea al menos $1/180$ de la luz libre ℓ , pero no menos que:

Para losas sólidas o ahuecadas 50 mm
 Para vigas o elementos curados
 con vapor 75 mm

- (b) Los tacos de apoyo en bordes no armados deben correrse hacia atrás un mínimo de 15 mm desde la cara del apoyo, o al menos la dimensión del chaflán en bordes achaflanados.

16.6.2.3- Los requisitos de la [sección 12.11.1](#) no se aplican a la armadura para momento positivo en elementos prefabricados estáticamente determinados, pero al menos un tercio de dicha armadura debe extenderse hasta el centro de la longitud de descanso.

C16.6.2.1- Cuando se produzcan fuerzas de tracción en el plano del descanso, puede ser deseable reducir la tensión admisible de aplastamiento y/o proporcionar armadura de confinamiento. En la [referencia 16.4](#) se proporciona una guía para esto.

C16.6.2.2- Esta sección diferencia entre la longitud del apoyo y la longitud del extremo de un elemento prefabricado que está sobre el apoyo. ([Fig. C16.6.2](#)). Los tacos de apoyo distribuyen las cargas y reacciones concentradas sobre el área de contacto, y permiten movimientos horizontales y rotacionales limitados para la relajación de tensiones. Para prevenir el desconche bajo zonas de contacto fuertemente cargadas, los tacos de apoyo no se deben extender hasta el borde del apoyo, a menos que el borde esté armado. Los bordes pueden ser armados con placas de acero ancladas o con ángulos. La [sección 11.9.7](#) proporciona los requisitos para las zonas de contacto en consolas.

C16.6.2.3- Si el sistema es estáticamente determinado, no es necesario desarrollar la armadura por momento de flexión positivo más allá del extremo del elemento prefabricado.

CÓDIGO

16.7- Piezas embebidas después de la colocación del hormigón

16.7.1- Cuando lo apruebe el ingeniero, se permite que las piezas embebidas (como barras de traspaso o insertos) que sobresalgan del hormigón o que queden expuestas para inspección sean embebidas mientras el hormigón está plástico, siempre que se cumpla con las secciones 16.7.1.1, 16.7.1.2 y 16.7.1.3.

16.7.1.1- No se requiera que las piezas embebidas sean enganchadas o amarradas a la armadura dentro del hormigón.

16.7.1.2- Las piezas embebidas sean mantenidas en la posición correcta mientras el hormigón está plástico.

16.7.1.3- El hormigón sea compactado adecuadamente alrededor de las piezas embebidas.

16.8- Marcas e identificación

16.8.1- Cada elementos prefabricado debe ser marcado para indicar su ubicación y orientación en la estructura y su fecha de fabricación.

16.8.2- Las marcas de identificación deben corresponder con las de los planos de montaje.

16.9- Manejo

16.9.1- El diseño de los elementos debe considerar las fuerzas y distorsiones que se producen durante el curado, desmolde, almacenamiento y montaje, de manera que los elementos prefabricados no se sobre esfuercen o se dañen de alguna otra forma.

COMENTARIO

C16.7- Piezas embebidas después de la colocación del hormigón

C16.7.1- La sección 16.7.1 es una excepción a las disposiciones de la [sección 7.5.1](#). Muchos productos prefabricados son producidos en forma tal que es difícil, si no imposible, colocar la armadura que sobresale del hormigón antes de la colocación del hormigón. La experiencia ha mostrado que tales ítems, como amarras para corte horizontal e insertos, pueden ser colocados mientras el hormigón está plástico, si se toman las precauciones adecuadas. Esta excepción no es aplicable a la armadura que está completamente embebida, o a ítems embebidos que deben ser enganchados o amarrados a la armadura embebida.

C16.9- Manejo

C16.9.1- El código exige un comportamiento aceptable bajo cargas de servicio y una adecuada resistencia bajo las cargas mayoradas. Sin embargo, las cargas de manejo no deberían producir tensiones, deformaciones unitarias, agrietamientos o deformaciones permanentes inconsistentes con las disposiciones de este código. Un elemento prefabricado no debería ser objetado por un agrietamiento o desconche menor cuando la resistencia y durabilidad

CÓDIGO

COMENTARIO

16.9.2- Las estructuras y elementos prefabricados deben estar adecuadamente apoyados y arriostrados durante el montaje para asegurar el adecuado alineamiento e integridad estructural hasta que se completen las conexiones permanentes.

no sean afectadas. En dos informes del Precast/Prestressed Concrete Institute sobre fabricación y transporte se dan guías para la evaluación de grietas en elementos prefabricados^{16.24, 16.25}.

C16.9.2- Es importante que todas las conexiones temporales de montaje, arriostramientos y apuntalamientos sean indicados en los planos del contrato o de montaje, así como la secuencia de retiro de estos ítems.

16.10- Evaluación de la resistencia de estructuras prefabricadas

C16.10- Evaluación de la resistencia de estructuras prefabricadas

16.10.1- Se permite que un elemento prefabricado que será transformado en uno compuesto mediante hormigón vaciado en sitio, sea ensayado como un elemento prefabricado aislado en flexión de acuerdo con las secciones 16.10.1.1 y 16.10.1.2.

Son aplicables los procedimientos para la evaluación de la resistencia del [capítulo 20](#).

16.10.1.1- Las cargas de ensayo deben ser aplicadas sólo cuando los cálculos indiquen que para el elemento prefabricado aislado no será crítica la compresión o el pandeo.

16.10.1.2- La carga de ensayo debe ser la carga que, cuando se aplica al elemento prefabricado aislado, induce las mismas fuerzas totales en la armadura de tracción que las que se inducirían al cargar el elemento compuesto con las cargas de ensayo requeridas por la [sección 20.3.2](#).

16.10.2- Las disposiciones de la sección 20.5 deben ser la base para la aceptación o rechazo de los elementos prefabricados.

CAPÍTULO 17

ELEMENTOS COMPUESTOS DE HORMIGÓN SOMETIDOS A FLEXIÓN

17.0- Notación

- A_c = área de la superficie de contacto que se investiga por corte horizontal, mm^2
- A_v = área de amarras dentro de una distancia s , mm^2
- b_v = ancho de la sección transversal en la superficie de contacto que se investiga por corte horizontal
- d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura en tracción para la sección compuesta completa, mm
- h = Altura total del elemento compuesto, mm
- s = Espaciamiento de las amarras medido a lo largo del eje longitudinal del elemento, mm
- V_{nh} = resistencia nominal al corte horizontal, N
- V_u = esfuerzo de corte mayorado en la sección, N
- λ = Factor de corrección por densidad del hormigón
- ρ_v = Razón entre el área de amarras y el área de la superficie de contacto
- $= A_v/b_v s$
- ϕ = factor de reducción de la resistencia. Véase la [sección 9.3](#)

17.1- Alcance

17.1.1- Las disposiciones del capítulo 17 deben aplicarse al diseño de elementos compuestos de hormigón sometidos a flexión, definidos como elementos prefabricados de hormigón y/o moldeados en la obra, construidos en etapas diferentes pero interconectados de manera tal que respondan a las cargas como una sola unidad.

17.0- Notación

Las unidades de medida se indican en la Notación para ayudar al usuario y no es la intención excluir el correcto uso de otras unidades para los mismos símbolos.

C17.1- Alcance

C17.1.1- El capítulo 17 pretende abarcar todos los tipos de elementos compuestos sometidos a flexión. En algunos casos, con elementos de hormigón totalmente moldeados en la obra, puede ser necesario diseñar la interfaz entre dos capas de hormigón en la misma forma que se requiere para elementos compuestos. Los elementos estructurales compuestos de acero y hormigón no se tratan en este capítulo, puesto que las disposiciones de diseño para esos

CÓDIGO

COMENTARIO

elementos compuestos están incluidas en la referencia 17.1.

17.1.2- Todas las disposiciones de este código se aplican a los elementos compuestos sujetos a flexión, excepto en lo específicamente modificado en el capítulo 17.

17.2- Generalidades

17.2.1- Se permite usar elementos compuestos en su totalidad o partes de ellos, para resistir corte y momento

17.2.2- Los elementos individuales deben investigarse para todas las etapas críticas de carga.

17.2.3- Si la resistencia especificada, la densidad u otras propiedades de los diversos elementos son diferentes, deben utilizarse en el diseño las propiedades de los elementos individuales o los valores más críticos.

17.2.4- En el cálculo de la resistencia de elementos compuestos no debe hacerse distinción entre elementos apuntalados y no apuntalados.

17.2.5- Todos los elementos deben diseñarse para resistir las cargas introducidas antes del completo desarrollo de la resistencia de diseño del elemento compuesto.

17.2.6- Se debe dimensionar la armadura requerida para controlar el agrietamiento y prevenir la separación de los elementos individuales de los miembros compuestos.

17.2.7- Los elementos compuestos deben cumplir con los requisitos de control de deformaciones dados en la [sección 9.5.5](#).

C17.2- Generalidades

C17.2.4- Los ensayos indican que la resistencia de un elemento compuesto es la misma, tanto si se apuntala o no el primer elemento hormigonado durante la colocación y el curado del hormigón del segundo elemento.

C17.2.6- El grado de agrietamiento permitido depende de factores tales como el ambiente, la estética y el uso. Además, no debe perjudicarse la acción compuesta.

C17.2.7- La carga prematura en los elementos prefabricados puede causar deformaciones excesivas como resultado de la fluencia lenta y la retracción. Esto sucede especialmente a edades tempranas

cuando el contenido de humedad es alto y la resistencia baja.

Si se va a prevenir la deformación excesiva por deslizamiento es esencial que la transmisión del corte sea por adherencia directa. Una llave de corte es un factor de seguridad mecánico adicional, pero no puede operar hasta que ocurra el deslizamiento.

17.3- Apuntalamiento

Cuando se emplee el apuntalamiento, éste no debe retirarse hasta que los elementos soportados hayan desarrollado las propiedades de diseño requeridas para resistir todas las cargas, y limitar las deformaciones y el agrietamiento en el momento de retirar los puntales.

C17.3- Apuntalamiento

Las disposiciones de la [sección 9.5.5](#) cubren los requisitos relativos a deformaciones de elementos apuntalados y sin apuntalar.

17.4- Resistencia al corte vertical

17.4.1- Cuando se considere que el corte vertical es resistido por todo el elemento compuesto, se debe diseñar de acuerdo con los requisitos del capítulo 11, como si se tratara de un elemento de la misma sección transversal hormigonado monolíticamente.

17.4.2- La armadura por corte debe estar totalmente anclada dentro de los elementos interconectados, de acuerdo con lo dispuesto en la [sección 12.13](#).

17.4.3- Se permite considerar la armadura por corte, anclada y prolongada, como amarras para tomar el corte horizontal.

C17.5- Resistencia al corte horizontal

17.5.1- En un elemento compuesto, debe asegurarse la transmisión completa de los esfuerzos de corte horizontales en las superficies de contacto de los elementos interconectados.

C17.5.1- La transmisión total del corte horizontal entre los segmentos de los elementos compuestos debe garantizarse por medio de la resistencia al corte

CÓDIGO

17.5.2- Salvo si se calcula de acuerdo con la [sección 17.5.3](#), el diseño de las secciones transversales sujetas a corte horizontal debe basarse en:

$$V_u \leq \phi V_{nh} \quad (17-1)$$

donde V_u es el esfuerzo de corte mayorado en la sección sujeta a consideración, y V_{nh} es la resistencia nominal al corte horizontal de acuerdo con las [secciones 17.5.2.1 a 17.5.2.5](#).

17.5.2.1- Cuando las superficies de contacto están limpias, libres de lechada y se han hecho rugosas intencionalmente, la resistencia al corte V_{nh} no debe tomarse mayor a $0.6 b_v d$, en Newtons.

17.5.2.2- Cuando se proporciona el mínimo de amarras de acuerdo con la [sección 17.6](#) y las superficies de contacto están limpias y libres de lechada, pero no se han hecho rugosas intencionalmente, la resistencia al corte V_{nh} no debe tomarse mayor a $0.6 b_v d$, en Newtons.

17.5.2.3- Cuando se proporciona el mínimo de amarras de acuerdo con la [sección 17.6](#) y las superficies de contacto están limpias, libres de lechada y se han hecho rugosas intencionalmente con una

COMENTARIO

horizontal en las superficies de contacto, o por medio de amarras ancladas adecuadamente, o ambas.

C17.5.2- La resistencia al corte horizontal nominal V_{nh} se aplica cuando el diseño se basa en los factores de carga y factores ϕ del capítulo 9.

Cuando el diseño de los elementos compuestos se realice utilizando el método alternativo de diseño del apéndice A, V_u es el corte debido a las cargas de servicio y se aplica el 55% de los valores de la sección 17.5.2. Véase la [sección A.7.3](#). También, cuando se combinan las cargas gravitacionales con las cargas laterales debidas a viento o sísmicas en la combinación de carga que controla para el corte horizontal, se puede aprovechar la reducción del 25% en la resistencia requerida de acuerdo con la [sección A.2.2](#).

Al revisar el funcionamiento de los elementos compuestos sujetos a flexión en relación con las cargas de construcción y de manejo, V_u se puede sustituir por el corte debido a la carga de servicio por manejo en la ecuación (17-1). Hay que comparar el corte horizontal debido a la carga por manejo con un valor de resistencia nominal al corte horizontal igual a $0.55 V_{nh}$ (como el que se da en el apéndice A para el método alternativo de diseño), para garantizar un factor de seguridad adecuado para las cargas de construcción y de manejo.

Los elementos pretensados usados en estructuras compuestas pueden tener variaciones en la altura de la armadura de tracción a lo largo de la longitud del elemento. Debido a esta variación, la definición de d usada en el capítulo 11 para determinar la resistencia al corte vertical es también apropiada para determinar la resistencia al corte horizontal.

C17.5.2.3- Las resistencias al corte horizontal permitidas y la amplitud de 5 mm requerida para obtener aspereza intencional se basa en ensayos discutidos en las referencias [17.2](#) a la [17.4](#).

amplitud aproximada de 5 mm, la resistencia al corte V_{nh} debe tomarse igual a $(1.8 + 0.6\rho_v f_y)\lambda b_v d$ en Newtons, pero no mayor que $3.5 b_v d$ en Newtons. Los valores de λ se indican en la [sección 11.7.4.3](#).

17.5.2.4- Cuando el esfuerzo de corte mayorado V_u en la sección sujeta a consideración excede de $\phi(3.5b_v d)$, el diseño por corte horizontal debe hacerse de acuerdo con la [sección 11.7.4](#).

17.5.2.5- Al determinar la resistencia nominal al corte horizontal en elementos pretensados, debe tomarse d como fue definida o como $0.8h$, la que se mayor.

17.5.3- Como alternativa a la [sección 17.5.2](#), el corte horizontal debe determinarse calculando la variación real de la fuerza de compresión o de tracción en cualquier segmento, y deben tomarse medidas para transferir esa fuerza como corte horizontal al elemento soportante. El esfuerzo de corte mayorado horizontal no debe exceder la resistencia al corte ϕV_{nh} como se indica en las [secciones 17.5.2.1](#) a la 17.5.2.4, dónde el área de la superficie de contacto A_c debe sustituir a $b_v d$.

17.5.3.1- Cuando las amarras proporcionadas para resistir el corte horizontal se diseñan para satisfacer la [sección 17.5.3](#), la razón entre el área de las amarras y el espaciamiento a lo largo del elemento debe reflejar aproximadamente la distribución del esfuerzo de corte en el elemento.

C17.5.3.1- La distribución de la tensión de corte horizontal a lo largo de la superficie de contacto en un elemento compuesto, refleja la distribución del corte a lo largo del elemento. La falla por corte horizontal se inicia donde la tensión de corte horizontal es máxima y se propaga a las regiones de menores tensiones. Debido a que el deslizamiento para la resistencia máxima al corte horizontal es pequeña en una superficie de contacto entre hormigones, la redistribución logitudinal de la resistencia al corte horizontal es muy limitada. El espaciamiento de las amarras a lo largo de la superficie de contacto debería, por lo tanto, ser tal que proporcione una resistencia al corte horizontal distribuida aproximadamente según la distribución del corte actuante en el elemento.

CÓDIGO

17.5.4- Cuando exista tracción a través de cualquier superficie de contacto entre elementos interconectados, sólo se permite la transmisión de corte por contacto cuando se proporcione el mínimo de amarras de acuerdo con la sección 17.6.

17.6- Amarras para corte horizontal

17.6.1- Cuando se proporcionan amarras para transmitir el corte horizontal, el área de amarras no debe ser menor que la requerida en la [sección 11.5.5.3](#), y su espaciamiento no debe exceder de 4 veces la dimensión menor del elemento soportado, ni de 600 mm.

17.6.2- Las amarras que resisten el corte horizontal deben consistir en barras individuales o alambre, estribos de ramas múltiples, o ramas verticales de malla electrosoldada (lisa o con resaltes).

17.6.3- Todas las amarras deben anclarse totalmente dentro de los elementos interconectados de acuerdo con la [sección 12.13](#).

COMENTARIO

C17.5.4- Se requiere de un anclaje adecuado para las amarras que se prolonguen a través de las superficies de contacto, para mantener el contacto entre dichas superficies.

C17.6- Amarras para corte horizontal

El espaciamiento máximo y el área mínima se basan en los datos de ensayos dados en las [referencias 17.2](#) a las [17.6](#).

CAPÍTULO 18

HORMIGÓN PRETENSADO

18.0- Notación

A	= área de la parte de la sección transversal comprendida entre el borde en tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección total, mm ²
A_{ct}	= área transversal bruta de mayor tamaño perteneciente a las franjas de viga que corresponden a los dos marcos equivalentes ortogonales que se intersectan en una columna perteneciente a una losa en dos direcciones, mm ²
A_{ps}	= área de armadura pretensada en la zona en tracción, mm ²
A_s	= área de la armadura de tracción no pretensada, mm ²
A'_s	= área de la armadura de compresión, mm ²
b	= ancho del borde en compresión del elemento, mm
d	= distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la armadura no pretensada en tracción, mm
d'	= distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide de la armadura en compresión, mm
d_p	= distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide de la armadura pretensada
D	= cargas permanentes o las fuerzas y momentos internos correspondientes
e	= base de los logaritmos neperianos
f'_c	= resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa.
$\sqrt{f'_c}$	= raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa.
f'_{ci}	= resistencia a la compresión del hormigón en el momento del pretensado inicial, MPa.
$\sqrt{f'_{ci}}$	= raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del hormigón en el momento del pretensado inicial, MPa.

18.0- Notación

Las unidades de medida se indican en la Notación para ayudar al usuario y no es la intención excluir el correcto uso de otras unidades para los mismos símbolos.

CÓDIGO

COMENTARIO

- f_{pc} = tensión promedio de compresión en el hormigón, debida únicamente a la fuerza efectiva de pretensado (después de que han ocurrido todas las pérdidas del pretensado), MPa.
- f_{ps} = tensión en la armadura pretensada a la resistencia nominal, MPa.
- f_{pu} = resistencia especificada a la tracción de los cables de pretensado, MPa.
- f_{py} = resistencia especificada a la fluencia de los cables de pretensado, MPa.
- f_r = módulo de rotura del hormigón, MPa.
- f_{se} = tensión efectiva en la armadura pretensada (después de que han ocurrido todas la pérdidas de pretensado), MPa.
- f_y = tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa.
- h = altura total del elemento, mm.
- K = coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de cable de pretensado.
- ℓ_x = longitud del cable de pretensado, desde el extremo del gato a un punto cualquiera x , m. Véase las [ecuaciones \(18-1\)](#) y [\(18-2\)](#).
- L = sobrecargas o las fuerzas y momentos internos correspondientes.
- n = número de anclajes para cable único en un grupo.
- N_c = fuerza de tracción en el hormigón debida a la carga permanente más la sobrecarga no mayoradas ($D + L$), N
- P_s = fuerza en el cable de pretensado en el extremo del gato, N
- P_{su} = fuerza de postensado mayorada del cable en el dispositivo de anclaje, N
- P_x = fuerza en el cable de pretensado en cualquier punto x , N
- α = cambio angular total de la trayectoria del cable de pretensado en radianes desde el extremo del gato hasta cualquier punto x .
- β_1 = factor definido en la [sección 10.2.7.3](#).
- γ_p = factor por tipo de tendón de pretensado.
 = 0.55 para f_{py}/f_{pu} no menor que **0.80**
 = 0.40 para f_{py}/f_{pu} no menor que **0.85**
 = 0.28 para f_{py}/f_{pu} no menor que **0.90**

La fuerza mayorada en el cable, P_{su} , es el producto del factor de carga (1.2 tomado de la [sección 9.2.8](#)) y la máxima fuerza permitida en el cable. Bajo la [sección 18.5.1](#) esto es normalmente una sobre tensión de $0.94f_{py}$ pero no mayor que $0.8f_{pu}$, la cual es permitida para períodos cortos de tiempo.

$$P_{su} = (1.2)(0.8)f_{pu}A_{ps}$$

$$= 0.96f_{pu}A_{ps}$$

λ	= factor de corrección relacionado con el peso unitario del hormigón. (véase la sección 11.7.4.3)
μ	= coeficiente de fricción por curvatura.
ρ	= cuantía de armadura no pretensada en tracción. = A_s/bd .
ρ'	= cuantía de armadura en compresión. = A'_s/bd .
ρ_p	= cuantía de armadura pretensada. = A_{ps}/bd_p .
ϕ	= factor de reducción de la resistencia. Véase la sección 9.3 .
ω	= $\rho f_y/f'_c$
ω'	= $\rho' f_y/f'_c$
ω_p	= $\rho_p f_{ps}/f'_c$
$\omega_w, \omega_{pw}, \omega'_w$	= índices de armadura para secciones con ala, calculados en igual forma que ω, ω_p , y ω' , excepto que b debe ser el ancho del alma, y el área de armadura debe ser la necesaria para desarrollar únicamente la resistencia a la compresión del alma.

18.1- Alcance

18.1.1- Las disposiciones del capítulo 18 se deben aplicar a elementos pretensados con alambre, torones o barras que cumplan con las disposiciones para cables de pretensado de la [sección 3.5.5](#).

18.1.2- Todas las disposiciones de este código no excluidas específicamente y que no contradigan las disposiciones del capítulo 18, deben considerarse aplicables al hormigón pretensado.

C18.1- Alcance

C18.1.1- Las disposiciones del capítulo 18 se desarrollaron principalmente para elementos estructurales tales como losas, vigas y columnas que se utilizan comúnmente en los edificios. Sin embargo, muchas de estas disposiciones pueden aplicarse a otros tipos de estructuras, tales como depósitos a presión, pavimentos, tuberías y durmientes. Para los casos que no se citan específicamente en el código, la aplicación de las disposiciones se deja al criterio del ingeniero.

CÓDIGO

18.1.3- Las siguientes disposiciones de este código no deben aplicarse al hormigón pretensado excepto cuando esté específicamente señalado: [secciones 7.6.5, 8.4, 8.10.2, 8.10.3, 8.10.4, 8.11, 10.3.2, 10.3.3, 10.5, 10.6, 10.9.1 y 10.9.2, capítulo 13 y secciones 14.3, 14.5 y 14.6.](#)

COMENTARIO

C18.1.3- Algunas secciones del código están excluidas en el diseño de hormigón pretensado por razones específicas. La siguiente discusión proporciona una explicación para tales excepciones:

Sección 7.6.5- Los requisitos para armadura adherida y cables no adheridos para elementos hormigonados en obra se proporcionan en las [secciones 18.9 y 18.12](#) respectivamente.

Sección 8.4- La redistribución de momentos para hormigón pretensado se describe en la [sección 18.10.4](#).

Secciones 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4- Las disposiciones empíricas de las [secciones 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4](#) para vigas T fueron desarrolladas para el hormigón armado convencional, y si se aplican a hormigón pretensado podrían excluir muchos productos pretensados estándar que actualmente están en uso de manera satisfactoria. Por lo tanto, la experiencia permite hacer variaciones.

Al excluir las [secciones 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4](#), no aparecen en el código requisitos especiales para vigas T de hormigón pretensado. Así pues, se deja al juicio y a la experiencia del ingeniero la determinación del ancho efectivo del ala. Cuando sea posible, debe utilizarse el ancho del ala indicado en las [secciones 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4](#), a menos que la experiencia haya demostrado que las variaciones son seguras y satisfactorias. En el análisis elástico y en las consideraciones de diseño no es necesariamente conservador utilizar el ancho máximo del ala permitido en la [sección 8.10.2](#).

Las [secciones 8.10.1 y 8.10.5](#) proporcionan los requisitos generales para vigas T, que también son aplicables a elementos de hormigón pretensado. Las limitaciones de espaciamiento de la armadura en losas se basan en el espesor del ala, el cual puede tomarse como el espesor promedio en el caso de alas de espesor variable.

Sección 8.11- Los límites empíricos establecidos para pisos nervados convencionales de hormigón armado se basan en el exitoso comportamiento anterior de las losas nervadas, en las cuales se utilizaron sistemas de moldajes “estándar” para losas nervadas. Véase la [sección 8.11](#) de los Comentarios. Para la construcción con losas nervadas pretensadas, debe apelarse a la experiencia y al buen criterio. Las disposiciones de la [sección 8.11](#) pueden utilizarse como guía.

Secciones 10.3.2, 10.3.3, 10.5, 10.9.1 y 10.9.2- Para hormigón pretensado las limitaciones para la armadura se indican en las [secciones 18.8, 18.9 y 18.11.2](#).

Sección 10.6- El comportamiento de un elemento pretensado es considerablemente diferente al de un elemento no pretensado. Debe apelarse a la experiencia y al buen criterio para la apropiada distribución de la armadura en un elemento pretensado.

Capítulo 13- El diseño de losas de hormigón pretensado requiere el reconocimiento de los momentos secundarios inducidos por el perfil curvo de los cables de pretensado. También los cambios volumétricos debidos a la fuerza de pretensado pueden crear sobre la estructura cargas adicionales que no están previstas adecuadamente en el [capítulo 13](#). Debido a estas propiedades especiales asociadas con el pretensado, muchos de los procedimientos de diseño del [capítulo 13](#) no son apropiados para estructuras de hormigón pretensado, y se sustituyen por las disposiciones de la [sección 18.12](#).

Secciones 14.3, 14.5 y 14.6- Los requisitos para armadura mínima y diseño de muros en las [secciones 14.3, 14.5 y 14.6](#) son en gran parte empíricas, y utilizan consideraciones no pensadas para aplicarse al hormigón pretensado.

18.2- Generalidades

18.2.1- Los elementos pretensados deben cumplir con los requisitos de resistencia especificados en este código.

18.2.2- El diseño de elementos pretensados debe basarse en la resistencia y en el comportamiento en condiciones de servicio durante todas las etapas de carga que serán críticas durante la vida de la estructura, desde el momento en que se aplique por primera vez el pretensado.

C18.2- Generalidades

C18.2.1 y C18.2.2- El diseño debiera incluir todas las etapas de carga que puedan ser de importancia. Las tres etapas principales son: (1) Etapa de “gateo” o de transmisión del pretensado- es cuando la fuerza de tracción de los cables de pretensado se transmite al hormigón y los niveles de esfuerzo pueden ser altos con respecto a la resistencia del hormigón. (2) Etapa de carga de servicio- después de que hayan ocurrido los cambios volumétricos a largo plazo. (3) Etapa de carga mayorada- cuando se comprueba la resistencia del elemento. Pueden existir otras etapas de carga que requieran investigación. Por ejemplo, si la carga de agrietamiento es importante, esta etapa de carga puede requerir un estudio, o bien la etapa de manejo y transporte puede volverse crítica.

Desde el punto de vista de comportamiento satisfactorio, las dos etapas más importantes son las correspondientes a las cargas de servicio y a las cargas mayoradas.

La etapa de carga de servicio se refiere a las cargas definidas en la ordenanza general de construcciones o normas correspondientes (sin factores de carga), tales como las cargas permanentes y la sobrecarga, mientras la etapa de carga mayorada se refiere a las cargas multiplicadas por los factores de carga apropiados.

La [sección 18.3.2](#) proporciona suposiciones que pueden utilizarse para la investigación a nivel de carga de servicio y después de la transferencia de la fuerza de pretensado.

18.2.3- En el diseño deben considerarse las concentraciones de tensiones debidas al pretensado.

18.2.4- Deben tomarse medidas con respecto a los efectos sobre estructuras adyacentes producidos por deformaciones plásticas y elásticas, deflexiones, cambios de longitud y rotaciones provocados por el pretensado. También deben incluirse los efectos debido a cambios de temperatura y a la retracción.

18.2.5- Debe considerarse la posibilidad de pandeo de un elemento entre los puntos en que el hormigón y los cables de pretensado estén en contacto, al igual que la posibilidad de pandeo de alas y alas delgadas.

18.2.6- Al calcular las propiedades de la sección antes de la adherencia de los cables de pretensado, debe considerarse el efecto de la pérdida de área debida a ductos abiertos.

C18.2.5- Esta sección se refiere al tipo de postesado cuando el cable está intermitentemente en contacto con el elemento de hormigón pretensado. Deben tomarse precauciones para prevenir el pandeo lateral de dichos elementos.

Si el cable está en contacto directo con el elemento que se está pretensado, o si se trata de un cable no adherido en un ducto que no es mucho más grande que el cable, no es posible hacer que el elemento se pandee bajo la fuerza de pretensado aplicada.

C18.2.6- Al considerar el área de los ductos abiertos, las secciones críticas deben incluir aquellas que tengan acopladores que pueden ser de mayor tamaño que el ducto que contiene al cable. Asimismo, en algunos casos la trompa o pieza de transición del conducto al anclaje puede ser de un tamaño tal que produzca una sección crítica. En caso de que fuera posible no tomar en consideración el efecto del área del ducto abierto en el diseño, las propiedades de la sección se pueden basar en el área total.

En elementos pretesados y postesados después de la inyección de la lechada, las propiedades de la sección se pueden basar en las secciones totales, en las secciones netas o en las secciones efectivas utilizando para ello las áreas transformadas de los cables adheridos y la armadura no pretensada.

18.3- Suposiciones de diseño

18.3.1- El diseño por resistencia de elementos pretensados para cargas axiales y de flexión debe basarse en las suposiciones de la [sección 10.2](#), excepto que la [sección 10.2.4](#) se debe aplicar únicamente a la armadura que cumpla con lo señalado en la [sección 3.5.3](#).

18.3.2- Para el estudio de las tensiones en la transmisión del pretensado, bajo cargas de servicio y cargas de agrietamiento, se debe emplear la teoría elástica con las suposiciones de las secciones 18.3.2.1 y 18.3.2.2.

18.3.2.1- Las deformaciones unitarias varían linealmente con la altura en todas las etapas de carga.

18.3.2.2- En las secciones agrietadas el hormigón no resiste tracción.

18.4- Tensiones admisibles en el hormigón-Elementos sometidos a flexión

18.4.1- Los esfuerzos en el hormigón inmediatamente después de la aplicación del pretensado (antes de las pérdidas de pretensado que dependen del tiempo) no deben exceder de lo siguiente:

- (a) Tensión de la fibra extrema en compresión $0.60 f'_{ci}$
- (b) Tensión de la fibra extrema en tracción excepto en lo permitido por (c) $\sqrt{f'_{ci}}/4$

C18.4- Tensiones admisibles en el hormigón - Elementos sometidos a flexión

Los esfuerzos admisibles en el hormigón se proporcionan para controlar la serviciabilidad. No garantizan la resistencia estructural adecuada, la cual debe verificarse de acuerdo con los otros requisitos del código.

C18.4.1- Los esfuerzos en el hormigón en esta etapa son provocados por la fuerza de los cables de pretensado en la transmisión, reducidos por las pérdidas debidas al acortamiento elástico del hormigón, al relajamiento de los cables, al asentamiento del anclaje y a los esfuerzos debidos al peso del elemento. Generalmente, la retracción y el creep no se incluye en esta etapa. Estos esfuerzos se aplican tanto al hormigón pretesado como al postesado, con las modificaciones adecuadas para las pérdidas durante la transferencia.

CÓDIGO

- (c) Tensión de la fibra extrema en tracción en los extremos de elementos simplemente apoyados $\sqrt{f'_{ci}}/2$

Cuando las tensiones de tracción calculadas excedan de estos valores, debe colocarse armadura adicional adherida (no pretensada o pretensada) en la zona de tracción, para resistir la fuerza total de tracción en el hormigón, calculada con la suposición de sección no agrietada.

18.4.2- Las tensiones en el hormigón bajo las cargas de servicio (después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado) no deben exceder los siguientes valores:

- (a) Tensión de la fibra extrema en compresión debida al pretensado y a las cargas mantenidas en el tiempo $0.45f'_c$
- (b) Tensión de la fibra extrema en compresión debida a todas las cargas $0.60f'_c$
- (c) Tensión de la fibra más traccionada de la zona precomprimida de tracciones . $\sqrt{f'_c}/2$
- (d) Tensión de la fibra más traccionada de la zona precomprimida de los elementos (excepto en sistemas de losas de dos direcciones), en los cuales el análisis basado en las secciones transformadas agrietadas y en las relaciones bilineales momento-deformación demuestren que las deformaciones instantáneas y diferidas cumplen con los requisitos de la [sección 9.5.4](#), y los recubrimientos cumplen con la [sección 7.7.3.2](#) $\sqrt{f'_c}$

COMENTARIO

C18.4.1 (b) y (c)- Los esfuerzos límite de tracción de $\sqrt{f'_{ci}}/4$ y $\sqrt{f'_{ci}}/2$ se refieren a esfuerzos de tracción que se localizan fuera de la zona de tracción precomprimida. Cuando los esfuerzos de tracción exceden los valores admisibles, la fuerza total en la zona de esfuerzo de tracción puede calcularse, y se puede dimensionar la armadura en base a esta fuerza, para un esfuerzo de $0.6f_y$, pero no mayor de 210 MPa. Los efectos de la fluencia lenta y la retracción comienzan a reducir el esfuerzo de tracción casi inmediatamente, no obstante, algo de tracción permanece en esta área después de que han ocurrido todas las pérdidas de pretensado.

C18.4.2(a) y (b) - La tensión de compresión límite de $0.45f'_c$ se estableció de manera conservadora para disminuir la probabilidad de falla de elementos de hormigón pretensado debido a cargas repetidas. Adicionalmente, los primeros redactores del código sintieron que este límite era razonable para evitar una excesiva fluencia lenta. A altos valores de tensión, las deformaciones unitarias por fluencia lenta tienden a incrementarse más rápidamente de lo que se incrementa la carga aplicada. Esto no es consistente con la suposición de diseño de que la deformación unitaria por fluencia lenta es proporcional a la tensión, usada en el cálculo de la contraflecha y las deformaciones dependientes del tiempo y de las pérdidas de pretensado.

El cambio en la tensión admisible en la edición de 1995 reconoció que los ensayos de fatiga de hormigón pretensado han mostrado que la falla del hormigón no es el criterio que controla, y que diseños con sobrecargas transitorias grandes, comparadas con las cargas permanentes y sobrecargas mantenidas en el tiempo, han sido penalizados por los límites previos únicos para las tensiones. Por lo tanto, el nuevo límite de tensiones $0.60f'_c$ permite un incremento de un tercio en la tensión admisible en compresión para elementos sometidos a cargas transitorias.

La sobrecarga mantenida en el tiempo es cualquier porción de la sobrecarga de servicio que se mantendrá por un período suficiente para provocar deformaciones dependientes del tiempo que sean significativas. Así, cuando las cargas permanente y sobrecarga mantenidas en el tiempo son un gran porcentaje de la carga de servicio total, el límite de $0.45 f'_c$ de la [sección 18.4.2\(a\)](#) puede controlar. Por otra parte, cuando una gran porción de la carga de servicio total consiste en una sobrecarga de servicio transitoria o temporal, el límite incrementado de la [sección 18.4.2\(b\)](#) puede controlar.

El límite a la tensión de compresión de $0.45 f'_c$ para pretensado más cargas mantenidas en el tiempo continuará controlando el comportamiento a largo plazo de elementos pretensados.

C18.4.2 c)- La zona de tracción precomprimida es la porción de la sección transversal del elemento en la cual ocurre la tracción por flexión bajo carga permanente y sobrecarga. Usualmente, el hormigón pretensado se diseña de tal forma que la fuerza de pretensado introduzca compresión en esta zona, reduciendo así efectivamente la magnitud del esfuerzo de tracción.

El esfuerzo admisible de tracción de $\sqrt{f'_c}/2$ es compatible con el recubrimiento de hormigón requerido en la [sección 7.7.3.1](#). En condiciones de medio ambiente corrosivo, que se define como medio ambiente en el cual ocurren ataques químicos tales como los de agua de mar, atmósfera industrial corrosiva, o gases de aguas negras u otros medios altamente corrosivos, debe utilizarse mayor recubrimiento que el requerido en la [sección 7.7.3.1](#), de acuerdo con la [sección 7.7.3.2](#), y deben reducirse los esfuerzos de tracción para eliminar el posible agrietamiento bajo cargas de servicio. El ingeniero debe aplicar su criterio a fin de determinar el incremento en el recubrimiento y si se requiere reducir los esfuerzos de tracción.

C18.4.2 (c) y (d)- El esfuerzo de tracción admisible del hormigón depende de que se haya proporcionado o no la suficiente armadura adherida para controlar el agrietamiento. Dicha armadura adherida puede consistir en cables pretensados o no pretensados, o bien, en barras de armadura. Debe observarse que el control del agrietamiento depende no sólo de la cantidad de armadura proporcionada, sino también de su distribución sobre la zona de tracción.

Debido a los requisitos de armadura adherida de la [sección 18.9](#), se considera que el comportamiento de los elementos segmentados generalmente es comparable con el de los elementos monolíticos de hormigón contruidos en forma semejante. Por lo tanto, los límites del esfuerzo de tracción admisible de las [secciones 18.4.2 \(c\) y 18.4.2 \(d\)](#) se aplican tanto a los elementos segmentados como a los monolíticos. Si las deformaciones son importantes, las grietas propias de los elementos segmentados deben tomarse en cuenta en los cálculos.

C18.4.2 (d)- El esfuerzo de tracción admisible $\sqrt{f'_c}$ induce un mejor comportamiento bajo cargas de servicio, especialmente cuando las sobrecargas son de naturaleza transitoria. Para aprovechar el incremento en el esfuerzo admisible, el ingeniero debe incrementar la protección de hormigón de la armadura, como se estipula en la [sección 7.7.3.2](#), e investigar las características de deformación del elemento, particularmente bajo la carga en la que el elemento cambia del comportamiento no agrietado al comportamiento agrietado

La exclusión de los sistemas de losas en dos direcciones se basa en la [referencia 18.1](#) la cual recomienda que el esfuerzo de tracción admisible no sea mayor de $\sqrt{f'_c}/2$, para el diseño de placas planas de hormigón pretensado analizadas por medio del método del marco equivalente u otros métodos aproximados. Para el diseño de placas planas basadas en análisis más exactos o para otros sistemas

CÓDIGO

COMENTARIO

18.4.3- Se pueden exceder las tensiones admisibles del hormigón indicadas en las [secciones 18.4.1 y 18.4.2](#) si se demuestra mediante ensayos o análisis que no se perjudica el comportamiento.

de losas en dos direcciones rigurosamente analizados y diseñados para condiciones de resistencia y servicio, se pueden exceder los esfuerzos límite de acuerdo con la sección 18.4.3.

La [referencia 18.2](#) proporciona información sobre el uso de las relaciones esfuerzo deformación bilineales.

C18.4.3- Esta sección, proporciona un mecanismo por medio del cual el desarrollo de nuevos productos, materiales y técnicas para la construcción de hormigón pretensado no necesitan restringirse por límites a los esfuerzos. Las aprobaciones para el diseño deben concordar con la [sección 1.4](#) del código.

18.5- Tensiones admisibles en los cables de pretensado

C18.5- Tensiones admisibles en los cables de pretensado

En el código no se hace distinción entre esfuerzos temporales y esfuerzos efectivos en los cables de pretensado. Se proporciona solamente un límite para el esfuerzo de los cables de pretensado, puesto que el esfuerzo inicial en el cable (inmediatamente después de la transferencia) puede controlar durante un tiempo considerable, aún después de que la estructura haya sido puesta en servicio. Este esfuerzo, por lo tanto, debe tener un factor de seguridad adecuado en condiciones de servicio, y no debe considerarse como un esfuerzo temporal. Cualquier disminución subsecuente en el esfuerzo del cable debida a las pérdidas solamente puede mejorar las condiciones y por consiguiente, en este código no se dan límites para la disminución de dicho esfuerzo.

CÓDIGO

18.5.1- Las tensiones de tracción en los tendones de pretensado no deben exceder:

- (a) Debido a la fuerza del gato de pretensado $0.94f_{py}$

pero no mayor que el mínimo entre $0.80f_{pu}$ y el máximo valor recomendado por el fabricante de cables de pretensado o dispositivos de anclaje.

- (b) Inmediatamente después de la transmisión del pretensado $0.82f_{py}$

pero no mayor que $0.74f_{pu}$.

- (c) Cables de postesado, en anclajes y acoplamientos, inmediatamente después del anclaje de los cables $0.70f_{pu}$

COMENTARIO

C18.5.1- En la edición 1983 del ACI 318 se revisaron los esfuerzos admisibles en los cables para reconocer la mayor tensión de fluencia del alambre y torón de bajo relajamiento, de acuerdo con los requisitos de la **ASTM A 421 y A 416**. Para estos cables es más apropiado especificar esfuerzos admisibles en términos de la tensión mínima de fluencia especificada **ASTM** en vez de resistencia mínima a la tracción especificada **ASTM**. Para alambre y torones de bajo relajamiento con f_{py} igual a $0.90f_{pu}$, los límites de $0.94f_{py}$ y $0.82f_{py}$ son equivalente a $0.85f_{pu}$ y $0.74f_{pu}$, respectivamente. En la revisión 1986 y en la de 1989, el esfuerzo máximo en el gato para torones de bajo relajamiento se redujo a $0.80f_{pu}$ para asegurar una mejor compatibilidad con el valor máximo del esfuerzo del torón de $0.74f_{pu}$ inmediatamente después de la transferencia del pretensado. La mayor tensión de fluencia de los cables de bajo relajamiento no cambia la efectividad de los dispositivos de anclaje de los cables; así pues, el esfuerzo admisible en los anclajes de postesado (y acopladores) no se incrementa sobre el valor previamente permitido de $0.70f_{pu}$. En cables comunes (alambre, torones y barras) con f_{py} igual $0.85f_{pu}$, los límites de $0.94f_{py}$ y $0.82f_{py}$ son equivalentes a $0.80f_{pu}$ y a $0.70f_{pu}$, respectivamente, los mismos permitidos en el ACI 318 de 1977. Para tendones de barras con f_{py} igual a $0.80f_{pu}$, los mismos límites son equivalentes a $0.75f_{pu}$ y $0.66f_{pu}$ respectivamente.

Debido al mayor esfuerzo inicial admisible, permitido en la edición de 1983, los esfuerzos finales pueden ser mayores. Los diseñadores deben preocuparse por fijar un límite a los esfuerzos finales cuando la estructura está sometida a condiciones corrosivas o cargas repetidas.

18.6- Pérdidas de pretensado

18.6.1- Para determinar el pretensado efectivo f_{se} deben considerarse las siguientes fuentes de pérdidas de pretensado.

- (a) Asentamiento del cable durante la transferencia.
- (b) Acortamiento elástico del hormigón.
- (c) Fluencia lenta del hormigón.
- (d) Retracción del hormigón.
- (e) Relajación de tensión en los cables.
- (f) Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional o accidental de los cables de postesado.

18.6.2- Pérdidas por fricción en los cables de postesado.

18.6.2.1- El efecto de la pérdida por fricción en los cables postesados debe calcularse por medio de la siguiente fórmula:

$$P_s = P_x e^{(K\ell_x + \mu a)} \quad (18-1)$$

C18.6- Pérdidas de pretensado

C18.6.1- Para una explicación de cómo calcular estas pérdidas de pretensado véanse las [referencias 18.3 a la 18.6](#). Los valores globales de suma de pérdidas de pretensado para elementos, tanto pretesados como postesados, que se indicaban en ediciones anteriores a 1983 de los Comentarios, se consideran obsoletos. Se pueden calcular fácilmente estimaciones razonablemente precisas de pérdidas de pretensado, de acuerdo con las recomendaciones de la [referencia 18.6](#) que incluye consideración del nivel inicial de esfuerzo ($0.7f_{pu}$ o mayor), tipo de acero (relevado de esfuerzo o de bajo relajamiento; alambre, torón o barra), condiciones de exposición y tipo de construcción (pretesada, adherida postesada o no adherida postesada).

Las pérdidas reales, mayores o menores que los valores calculados, tienen poco efecto sobre la resistencia de diseño del elemento, pero afectan el comportamiento bajo cargas de servicio (deformaciones, contraflecha, cargas de agrietamiento) y las conexiones. A nivel de cargas de servicio, la sobreestimación de las pérdidas de pretensado puede ser tan dañina como la subestimación, puesto que lo primero puede dar como resultado una contraflecha excesiva y movimientos horizontales.

C18.6.2- Pérdidas por fricción en los cables de postesado.

Los coeficientes incluidos en la tabla 18.6.2 dan el rango de valores que normalmente puede esperarse. Debido a los muchos tipos disponibles de ductos, cables y materiales para el recubrimiento de los mismos, estos valores sólo pueden servir como guía. Cuando se utilicen conductos rígidos el coeficiente de curvatura accidental K puede considerarse igual a cero. Para cables grandes dentro de un conducto de tipo semirígido el factor de curvatura accidental

CÓDIGO

Cuando $(K\ell_x + \mu\alpha)$ no es mayor que 0.3, se permite calcular el efecto de la pérdida por fricción por medio de la siguiente fórmula:

$$P_s = P_x (1 + K\ell_x + \mu\alpha) \quad (18-2)$$

18.6.2.2- Las pérdidas por fricción deben basarse en coeficientes de fricción por curvatura y por desviación accidental **K** determinados experimentalmente, y deben verificarse durante las operaciones de tesado del cable.

18.6.2.3- En los planos de diseño se deben indicar los valores del coeficiente de fricción por desviación accidental y por curvatura empleados en el diseño.

COMENTARIO

también puede considerarse igual a cero. Los valores de los coeficientes que se deben utilizar para los cables y ductos de tipo especial debe obtenerse de los fabricantes de cables. Una evaluación irreal baja de la pérdida por fricción puede conducir a contraflechas inadecuadas del elemento y a uñapretensado inadecuado. Una sobrestimación de la fricción puede dar como resultado una fuerza extra de pretensado si los valores estimados de la fricción no se obtienen en terreno. Esto podría conducir a excesivas contraflechas y acortamientos del elemento. Si se determina que los factores de fricción son menores que los supuestos en el diseño, el esfuerzo en el cable debe ajustarse para dar solamente la fuerza de pretensado requerida por el diseño en las partes críticas de la estructura.

TABLA C18.6.2
Coeficientes de fricción para cables postesados para utilizarse en las ecuaciones (18-1) ó (18-2)

		Coeficiente de curvatura accidental, K	Coeficiente de curvatura μ
	Cables de alambre	0.0033 - 0.0049	0.15 - 0.25
	barras de alta resistencia	0.0003 - 0.0020	0.08 - 0.30
	Torones de 7 alambres	0.0016 - 0.0060	0.15 - 0.25
Cable no adherido	Cables de alambre	0.0033 - 0.0066	0.05 - 0.15
Cubierto con mastic	Torones de 7 alambres	0.0033 - 0.0066	0.05 - 0.15
Cable no adherido pre engrasados	Cables de alambre	0.0010 - 0.0066	0.05 - 0.15
	Torones de 7 alambres	0.0010 - 0.0066	0.05 - 0.15

C18.6.2.3- Cuando pueden estar envueltas la seguridad o la serviciabilidad de la estructura, el rango aceptable para las fuerzas de tesado de los cables u otros requisitos limitantes, deben ser dados o aprobados por el ingeniero estructural de acuerdo con los esfuerzos admisibles de las secciones 18.4 y 18.5.

18.6.3- Cuando exista pérdida de pretensado en un elemento debido a la unión del mismo con una estructura adyacente, dicha pérdida de pretensado debe tomarse en consideración en el diseño.

18.7- Resistencia a la flexión

18.7.1- La resistencia a flexión de diseño para elementos sometidos a flexión se debe calcular con los métodos de diseño por resistencia de este código. Para los cables de pretensado, f_{ps} debe sustituir a f_y en los cálculos de resistencia.

18.7.2- Como alternativa a una determinación más precisa de f_{ps} basada en la compatibilidad de deformaciones, se pueden utilizar los siguientes valores aproximados de f_{ps} , siempre que f_{se} no sea menor que $0.50f_{pu}$.

(a) Para elementos con cables de pretensado adheridos.

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right) \quad (18-3)$$

C18.7- Resistencia a la flexión

C18.7.1- El momento resistente de diseño de los elementos pretensados sujetos a flexión puede calcularse utilizando ecuaciones de resistencia similares a las de los elementos de hormigón armado convencional. El código de 1983 proporciona ecuaciones de resistencia para secciones rectangulares y con alas, con armadura de tracción únicamente y con armadura de tracción y de compresión. Cuando parte de la armadura de pretensado está en la zona de compresión, debe usarse un método basado en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones aplicables para la condición de carga mayorada.

En otras secciones transversales, el momento resistente de diseño, ϕM_n , se calcula mediante un análisis general basado en la compatibilidad de esfuerzo y deformación, empleando las propiedades esfuerzo-deformación de los cables de pretensado y las suposiciones de la [sección 10.2](#).

C18.7.2- La ecuación (18-3) puede subestimar la resistencia de las vigas con altos porcentajes de armadura y, para evaluaciones más exactas de su resistencia, debe emplearse el método de compatibilidad de deformaciones y equilibrio. El uso de la ecuación (18-3) es apropiada cuando todo el acero de pretensado está en la zona de tracción. Cuando parte de ese acero está en la zona de compresión se debe utilizar el método de compatibilidad de deformación y equilibrio.

Con la inclusión del término ω' , la ecuación (18-3) refleja el mayor valor de f_{ps} , obtenido cuando se proporciona armadura de compresión en una viga con un gran índice de armadura. Cuando el térmi-

CÓDIGO

Cuando se toma en cuenta cualquier armadura de compresión al calcular f_{ps} mediante la ecuación (18-3) el término:

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right]$$

debe tomarse no menor de **0.17** y d' no debe ser mayor de **0.15** d_p .

- (b) Para elementos con cables de pretensado no adheridos y con una razón luz-altura de 35 o menos:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \quad (18-4)$$

pero en la ecuación (18-4), f_{ps} no debe tomarse mayor que f_{py} ni que $(f_{se} + 420)$.

- (c) Para elementos con cables de pretensado no adheridos y con una razón luz-altura mayor de 35:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \quad (18-5)$$

pero en la ecuación (18-5), f_{ps} no debe tomarse mayor que f_{py} ni que $(f_{se} + 210)$.

COMENTARIO

no $\left[\rho_p f_{pu}/f'_c + (d/d_p)(\omega - \omega') \right]$ en la ecuación (18-3) es pequeño, la profundidad del eje neutro es pequeña, por lo tanto la armadura de compresión no desarrolla su resistencia a la fluencia y la ecuación (18-3) pasa a ser no conservadora. Esta es la razón por la que el término $\left[\rho_p f_{pu}/f'_c + (d/d_p)(\omega - \omega') \right]$ en la ecuación (18-3) no puede tomarse menor de 0.17 cuando se toma en cuenta la armadura de compresión al calcular f_{ps} . Cuando la armadura de compresión no se toma en cuenta al emplear la ecuación (18-3) es decir, que ω' se toma como cero, entonces el término $\left[\rho_p f_{ps}/f'_c + (d/d_p)\omega \right]$ puede ser menor de 0.17 y por lo tanto, se obtiene un valor mayor y correcto de f_{ps} .

Cuando el valor de d' es grande, la deformación en la armadura de compresión puede ser considerablemente menor que su deformación a la fluencia. En este caso, la armadura de compresión no influye en f_{ps} de manera tan favorable como lo implica la ecuación (18-3). Por esta razón es que la ecuación (18-3) está limitada a vigas en las que d' es menor o igual a **0.15** d_p .

El término $\left[\rho_p f_{pu}/f'_c + (d/d_p)(\omega - \omega') \right]$ en la ecuación (18-3) se puede escribir $\left[\rho_p f_{pu}/f'_c + A_s f_y / (b d_p f'_c) - A_s f_y / (b d_p f'_c) \right]$. Esta forma puede algunas veces usarse de manera más conveniente, por ejemplo cuando hay armadura de tracción no pretensada.

La ecuación (18-5) refleja los resultados de ensayos sobre elementos con cables no adheridos y razones luz/altura mayores de 35 (losas en una sola dirección, placas planas y losas planas)^{18.7}. Estos ensayos indican que la ecuación (18-4), antiguamente usada para todas las razones luz/altura, sobrestimaría el incremento de esfuerzo en dichos elementos. Aunque estos mismos ensayos indican que la resistencia a momento de estos elementos de poca altura diseñados por medio de la ecuación (18-4) cumple con los requisi-

18.7.3- Se permite considerar que la armadura no pretensada que cumple con la [sección 3.5.3](#), en caso de utilizarse con cables de pretensado, contribuye a la fuerza de tracción y se permite incluirla en los cálculos de resistencia a la flexión con una tensión igual a la tensión de fluencia especificada, f_y . Se permite incluir otras armaduras no pretensadas en los cálculos de resistencia únicamente si se efectúa un análisis de compatibilidad de deformaciones con el fin de determinar las tensiones en dicha armadura.

18.8- Límites de la armadura en elementos sometidos a flexión

18.8.1- La cuantía de armadura pretensada y no pretensada empleada para calcular la resistencia a flexión de un elemento, excepto por lo dispuesto en la sección 18.8.2, debe ser tal que ω_p , $[\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')]$, o $[\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega'_w)]$ no sea mayor de $0.36\beta_1$.

18.8.2- Cuando se especifica una cuantía de armadura mayor que la indicada en la sección 18.8.1, la resistencia de diseño a flexión no debe exceder de la resistencia a flexión que se obtiene con la fuerza de compresión del par de momento.

18.8.3- La cantidad total de armadura, pretensada y no pretensada, debe ser la necesaria para desarrollar una carga mayorada de por lo menos 1.2 veces la carga de agrietamiento, calculada en base al módulo de rotura, f_r , especificado en la [sección 9.5.2.3](#). Se permite omitir esta disposición para:

- (a) losas en dos direcciones con postensado no adherido

tos de resistencia para la carga mayorada, este resultado refleja los requisitos del código para armadura mínima adherida, así como la limitación al esfuerzo de tracción del hormigón, que con frecuencia controla la cantidad de fuerza de pretensado proporcionada.

C18.8- Límites de la armadura en elementos sometidos a flexión

C18.8.1- Puede demostrarse que cada uno de los términos ω_p , y $[\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')]$, o $[\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega'_w)]$ son cada uno iguales a $0.85 a/d_p$, en donde a es la altura del bloque rectangular de esfuerzos equivalente para la sección considerada, tal como se define en la [sección 10.2.7.1](#). El uso de esta razón puede simplificar los cálculos necesarios para verificar el cumplimiento con la sección 18.8.1.

C18.8.2- El momento resistente de diseño de elementos sobrearmados puede calcularse usando ecuaciones de resistencia similares a aquellas para elementos de hormigón armado. Los libros de texto y el ACI 318R-83^{18.7} proporcionan ecuaciones de resistencia para secciones rectangulares y con alas.

C18.8.3- Esta disposición constituye una precaución contra fallas abruptas por flexión desarrolladas inmediatamente después del agrietamiento. Un elemento en flexión, diseñado de acuerdo con las disposiciones del código, requiere una carga adicional considerable más allá del agrietamiento para alcanzar su resistencia a la flexión. Así pues, una considerable deformación advertiría que el elemento se está aproximando

CÓDIGO

- (b) elementos en flexión con una resistencia al corte y la flexión al menos el doble de la requerida en la [sección 9.2](#).

COMENTARIO

al límite de su resistencia. Si la resistencia a la flexión se alcanza poco después del agrietamiento, dicha deformación podría no ocurrir.

Debido a la muy limitada extensión del agrietamiento inicial en las regiones de momento negativo cerca de las columnas de placas planas en dos direcciones, los patrones carga - deformación no reflejan ningún cambio abrupto en la rigidez cuando se alcanza el módulo de rotura del hormigón.

Sólo a niveles de carga más allá de las cargas de diseño (mayoradas) el agrietamiento adicional es lo suficientemente extenso para causar un cambio abrupto en el patrón carga - deformación. Los ensayos han mostrado que no es posible romper (o aún hacer fluir) los cables de postensado no adheridos en losas en dos direcciones antes de la falla de corte por punzonamiento. ^{18.8, 18.9, 18.10, 18.11, 18.12, 18.13} El uso de cables no adheridos en combinación con la armadura adherida mínima requerida en la [secciones 18.9.3](#) y [18.9.4](#) se ha mostrado que asegura la ductilidad post agrietamiento y que no se desarrolla una falla frágil después del primer agrietamiento.

18.9- Armadura mínima adherida

18.9.1- En todos los elementos sujetos a flexión con cables de pretensado no adheridos, debe proporcionarse un área mínima de armadura adherida, tal como se requiere en las [secciones 18.9.2](#) y [18.9.3](#).

C18.9- Armadura mínima adherida

C18.9.1- El código requiere algo de armadura adherida en elementos pretensados con cables no adheridos, con objeto de asegurar el comportamiento en flexión para la resistencia última del elemento, en vez de su comportamiento como arco atirantado, y para controlar el agrietamiento bajo las cargas de servicio cuando los esfuerzos de tracción excedan el módulo de rotura del hormigón. El proporcionar un mínimo de armadura adherida, tal como se especifica en la sección 18.9, ayuda a garantizar un comportamiento adecuado.

La investigación ha demostrado que los elementos postesados no adheridos no proporcionan de manera inherente gran capacidad para disipar la energía bajo cargas sísmicas severas, pues la respuesta del

18.9.2- Con excepción de lo dispuesto en la sección 18.9.3, el área mínima de la armadura adherida debe calcularse mediante:

$$A_s = 0.004A \quad (18-6)$$

18.9.2.1- La armadura adherida requerida por la ecuación (18-6) debe estar distribuida de manera uniforme sobre la zona de tracción precomprimida y tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción.

18.9.2.2- La armadura adherida se requiere independientemente de las condiciones de esfuerzo bajo carga de servicio.

18.9.3- En placas planas en dos direcciones, definidas como losas macizas de espesor uniforme, el área mínima y la distribución de la armadura adherida deben cumplir con lo requerido en las secciones 18.9.3.1, 18.9.3.2 y 18.9.3.3.

18.9.3.1- No se requiere armadura adherida en las zonas de momento positivo donde las tensiones de

elemento es principalmente elástica. Por esta razón, debe suponerse que los elementos estructurales postesados no adheridos, armados de acuerdo con las disposiciones de esta sección, únicamente soportan cargas verticales y actúan como diafragmas horizontales entre los elementos disipadores de energía bajo cargas sísmicas de la magnitud definida en la [sección 21.2.1.1](#). El área mínima de armadura adherida requerida por las ecuaciones (18-6) y (18-8) son áreas mínimas absolutas independientes del grado del acero o de la tensión de fluencia de diseño.

C18.9.2- La cantidad mínima de armadura adherida para elementos que no sean losas planas en dos direcciones se basa en las investigaciones que comparan el comportamiento de la vigas postesadas adheridas y no adheridas.^{18.14} Aunque la investigación es limitada para elementos que no sean vigas o placas planas, es aconsejable aplicar las disposiciones de la sección 18.9.2 a vigas y sistemas de losas que no son específicamente informados en la referencia 18.14. La necesidad de aplicar la ecuación (18-6) a las placas planas en dos direcciones no ha sido sustentada por datos de ensayos y, por lo tanto, los requisitos originales del ACI 318-71 se modificaron sustancialmente en la edición de 1977 a fin de reflejar esta información

C18.9.3- La cantidad mínima de armadura adherida para placas planas en dos direcciones está basada en los informes del Comité ACI-ASCE 423.^{18.3, 18.15} La limitada investigación disponible para losas planas en dos direcciones con ábacos^{18.16} o losas reticulares^{18.17} indica que el comportamiento de estos sistemas en particular es semejante al comportamiento de placas planas. Sin embargo, hasta que una información más completa esté disponible, la sección 18.9.3 debe aplicarse únicamente a placas planas en dos direcciones (losas macizas de altura uniforme) y la sección 18.9.2 debe aplicarse a todos los demás sistemas de losas en dos direcciones.

C18.9.3.1- Para cargas y luces normales, los ensayos de placas planas resumidos en el informe^{18.3} del

CÓDIGO

tracción calculadas en el hormigón bajo carga de servicio (después de considerar todas la pérdidas de pretensado) no exceden de $\sqrt{f'_c}/6$.

18.9.3.2- En zonas de momento positivo donde las tensiones de tracción calculadas en el hormigón bajo carga de servicio exceden de $\sqrt{f'_c}/6$, el área mínima de la armadura adherida debe calcularse mediante:

$$A_s = \frac{N_c}{0.5f_y} \quad (18-7)$$

donde la tensión de fluencia de diseño, f_y , no debe exceder de 420 MPa. La armadura adherida debe distribuirse de manera uniforme sobre la zona de tracción precomprimida, tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción.

18.9.3.3- En zonas de momento negativo sobre las columnas de apoyo, el área mínima de la armadura adherida, A_s , en la parte superior de la losa en cada dirección debe calcularse mediante:

$$A_s = 0.00075h\ell \quad (18-8)$$

La armadura adherida requerida por la ecuación (18-8) debe distribuirse entre líneas que están **1.5h** fuera de las caras opuestas de la columna de apoyo. Deben colocarse por lo menos 4 barras o alambres en cada dirección. El espaciamiento de la armadura adherida no debe exceder de 300 mm.

COMENTARIO

comité 423 y la experiencia acumulada desde que se adoptó el ACI 318-63, indican un comportamiento satisfactorio sin armadura adherida, en las zonas descritas en la [sección 18.9.3.1](#).

C18.9.3.2- En zonas de momento positivo, en las cuales los esfuerzos de tracción están comprendidos entre $\sqrt{f'_c}/6$ y $\sqrt{f'_c}/2$, se requiere un área mínima de armadura adherida, dimensionada de acuerdo con la ecuación (18-7). La fuerza de tracción N_c se calcula a nivel de cargas de servicio sobre la base de una sección homogénea no agrietada.

C18.9.3.3- Las investigaciones sobre placas planas postensadas no adheridas evaluadas por el Comité ACI-ASCE 423^{18.1, 18.3, 18.16} muestran que la armadura adherida en las regiones de momento negativo, dimensionada sobre la base del 0.075 por ciento de la sección transversal de la franja losa - viga, proporciona suficiente ductilidad y reduce el espaciamiento y ancho de grietas. Para tomar en cuenta vanos tributarios adyacentes diferentes, la ecuación (18 - 8) se entrega sobre la base del marco equivalente como se lo define y muestra en la [sección 13.7.2](#) y en la figura C13.7.2. Para paneles de losa rectangulares, la Ec. (18 - 8) es conservadora al estar basada en la mayor sección transversal de la franja losa - viga perteneciente a los dos marcos equivalentes que se intersectan en la columna. Esto asegura que el porcentaje mínimo de acero recomendado por las investigaciones se dispone en las dos direcciones. Es importante la concentración de esta armadura en la parte superior de la losa, directamente sobre la columna e inmediatamente adyacente a ella. Las investigaciones demuestran de igual manera que, donde se presentan esfuerzos bajos de tracción a nivel de cargas de servicio, se ha logrado un comportamiento satisfactorio a nivel de cargas

18.9.4- La longitud mínima de la armadura adherida requerida en las [secciones 18.9.2 y 18.9.3](#) de ser la indicada en las secciones 18.9.4.1, 18.9.4.2 y 18.9.4.3.

18.9.4.1- En zonas de momento positivo, la longitud mínima de la armadura adherida debe ser 1/3 de la luz libre y estar centrada con la zona de momento positivo.

18.9.4.2- En zonas de momento negativo, la armadura adherida debe prolongarse 1/6 de la luz libre a cada lado del apoyo.

18.9.4.3- Cuando se especifica armadura adherida para contribuir a la resistencia de diseño a momento, de acuerdo con la [sección 18.7.3](#), o para las condiciones de esfuerzo de tracción de acuerdo con la [sección 18.9.3.2](#), la longitud mínima debe cumplir también con las disposiciones del [capítulo 12](#).

18.10- Estructuras estáticamente indeterminadas

18.10.1- Los marcos y elementos continuos de hormigón pretensado deben diseñarse para un comportamiento satisfactorio en condiciones de cargas de servicio y para ofrecer una resistencia adecuada.

18.10.2- El comportamiento en condiciones de carga de servicio debe determinarse mediante un análisis elástico, considerando las reacciones, los momentos, el corte y las fuerzas axiales producidas por el pretensado, la fluencia lenta, la retracción,

mayoradas sin armadura adherida. Sin embargo, el código requiere una cantidad mínima de armadura adherida independientemente de los niveles de esfuerzo para las cargas de servicio para ayudar a mejorar la continuidad en flexión y la ductilidad, y para limitar el ancho de las grietas y su espaciamiento debido a excesos de cargas, temperatura o retracción. Las investigaciones sobre conexiones entre placas planas postensadas y columnas se informan en las [referencias 18.10, 18.11, 18.18, 18.19 y 18.20](#).

C18.9.4- La armadura adherida debe estar convenientemente anclada para que desarrolle las fuerzas para la carga mayorada. Los requisitos del capítulo 12 garantizan que la armadura adherida que se requiere para la resistencia a flexión bajo cargas mayoradas, de acuerdo con la [sección 18.7.3](#), o para condiciones de esfuerzo de tracción a nivel de cargas de servicio, de acuerdo con la [sección 18.9.3.2](#), debe ser anclada de manera adecuada a fin de que desarrolle las fuerzas de tracción o de compresión. Para la armadura adherida requerida por la [sección 18.9.2](#) ó por la [18.9.3.3](#), pero que no se requiere para la resistencia a la flexión de acuerdo con la [sección 18.7.3](#), se puede aplicar las longitudes mínimas. Las investigaciones^{18.1} sobre vanos continuos demuestran que estas longitudes mínimas proporcionan un comportamiento adecuado en condiciones de cargas de servicio y cargas mayoradas.

C18.10- Estructuras estáticamente indeterminadas

CÓDIGO

los cambios de temperatura, la deformación axial, la restricción de los elementos estructurales adyacentes y los asentamientos de la fundación.

18.10.3- Los momentos que se deben utilizar para calcular la resistencia requerida deben ser la suma de los momentos debidos a las reacciones inducidas por el pretensado (con un factor de mayoración de 1.0) y los momentos debidos a las cargas de diseño mayoradas. Se permite ajustar la suma de estos momentos tal como lo indica la [sección 18.10.4](#).

COMENTARIO

C18.10.3- Para estructuras estáticamente indeterminadas, los momentos debidos a las reacciones inducidas por fuerzas de pretensado, por lo general llamados momentos secundarios, son importantes tanto en los estados elásticos como en los inelásticos. Cuando se producen rótulas y una redistribución total de momentos para crear una estructura estáticamente determinada, los momentos secundarios desaparecen. Sin embargo, las deformaciones elásticas producidas por un cable no concordante cambian la cantidad de rotación inelástica requerida para obtener una cierta cantidad de redistribución de momentos. Por el contrario, para una viga con una capacidad de rotación inelástica dada, la cantidad en la cual el momento en el apoyo se puede variar cambia en una cantidad igual al momento secundario en el apoyo debido al pretensado. De esta manera, el código requiere que los momentos secundarios se incluyan al determinar los momentos de diseño.

Para establecer los momentos empleados en el diseño, el orden de los cálculos debe ser: (a) Determinar los momentos debidos a cargas permanentes y sobrecargas, (b) modificar por suma algebraica de los momentos secundarios, (c) redistribuir según lo permitido. Un momento secundario positivo en el apoyo, producido por un cable proyectado hacia abajo a partir de un perfil concordante, reducirá, por lo tanto, los momentos negativos cerca de los apoyos y aumentará los momentos positivos en las zonas cercanas al centro del vano. Un cable que se proyecta hacia arriba tendrá un efecto contrario.

CÓDIGO

18.10.4- Redistribución de momentos negativos debidos a cargas gravitacionales en elementos continuos pretensados sometidos a flexión

18.10.4.1- Cuando se provee armadura adherida en los apoyos de acuerdo con la [sección 18.9](#), se permite que los momentos negativos calculados por medio de la teoría elástica para cualquier distribución de carga supuesta, sean aumentados o disminuidos en no más de:

$$20 \left[1 - \frac{\omega_p + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega')}{0.36\beta_1} \right] \quad \text{en porcentaje}$$

18.10.4.2- Los momentos negativos modificados deben utilizarse para calcular los momentos en las secciones de los vanos para la misma distribución de cargas.

18.10.4.3- La redistribución de momentos negativos debe hacerse sólo cuando la sección en la que se reduce el momento esté diseñada de manera que ω_p , $[\omega_p + (d/d_p) (\omega - \omega')]$, o $[\omega_{pw} + (d/d_p) (\omega_w - \omega'_w)]$, la que se aplicable, no sea mayor de $0.24\beta_1$.

COMENTARIO

C18.10.4- Redistribución de momentos negativos debido a cargas gravitacionales en elementos continuos pretensados sometidos a flexión.

En vigas y losas de hormigón pretensado, el comportamiento inelástico en algunas secciones puede provocar una redistribución de momentos al aproximarse el elemento a su condición de resistencia última. El reconocimiento de este comportamiento puede ser útil para el diseño en determinadas circunstancias. Un método de diseño riguroso para la redistribución de momento es bastante complejo. Sin embargo, el reconocimiento de la redistribución de momentos puede efectuarse con un método sencillo, consistente en permitir un ajuste razonable de los momentos mayorados debidos a las cargas gravitacionales, calculados elásticamente. La cantidad de ajuste debe mantenerse dentro de ciertos límites de seguridad predeterminados.

La cantidad de redistribución permitida depende de la capacidad de las secciones críticas para deformarse inelásticamente en cantidad suficiente. La capacidad de servicio bajo las cargas de servicio está considerada en los esfuerzos límite de la [sección 18.4](#). La elección de $0.24\beta_1$ como índice máximo de armadura por tracción, ω_p , $[\omega_p + (d/d_p) (\omega - \omega')]$, o $[\omega_{pw} + (d/d_p) (\omega_w - \omega'_w)]$ para los cuales se permite la redistribución de momentos, está de acuerdo con los requisitos para hormigón armado convencional de $0.5\rho_b$, establecidos en la [sección 8.4](#).

Los términos ω_p , $[\omega_p + (d/d_p) (\omega - \omega')]$, y $[\omega_{pw} + (d/d_p) (\omega_w - \omega'_w)]$ que aparecen en la [sección 18.10.4.1](#) y [18.10.4.3](#) son iguales cada uno a $0.85a/d_p$ donde a es la altura del bloque rectangular de esfuerzos equivalente para la sección considerada, tal como se define en la [sección 10.2.7.1](#). El uso de esta relación puede simplificar los cálculos necesarios para determinar la cantidad de redistribución de momentos

permitida por la [sección 18.10.4.1](#) y para verificar el cumplimiento de la limitación la armadura de flexión contenida en la [sección 18.10.4.3](#).

Para que los principios de redistribución de momentos de la [sección 18.10.4](#) puedan aplicarse a vigas y losas con cables no adheridos, es necesario que dichas vigas y losas cuenten con la armadura adherida suficiente para garantizar que éstas operarán como elementos en flexión después del agrietamiento y no como una serie de arcos atirantados. Los requisitos de armadura adherida mínima de la [sección 18.9](#) servirán para este fin.

18.11- Elementos en compresión - Carga axial y flexión combinadas

18.11.1- Los elementos de hormigón pretensado sometidos a carga axial y flexión combinadas, con o sin armadura no pretensada, deben dimensionarse de acuerdo con los métodos de diseño por resistencia de este código para elementos no pretensados. Deben incluirse los efectos de pretensado, retracción, fluencia lenta y cambio de temperatura.

18.11.2- Límites de la armadura en elementos pretensados sometidos a compresión

18.11.2.1- Los elementos con un pretensado promedio, f_{pc} , menor que 1.5 MPa deben contar con una armadura mínima de acuerdo con las [secciones 7.10, 10.9.1 y 10.9.2](#) para columnas, o con la [sección 14.3](#) para muros.

18.11.2.2- Excepto en el caso de muros, los elementos con un pretensado promedio, f_{pc} , igual o mayor que 1.5 MPa deben tener todos los cables de pretensado confinados por medio de zunchos o amarras laterales, de acuerdo con lo siguiente:

C18.11- Elementos en compresión - Carga axial y flexión combinadas

C18.11.2- Límites de la armadura en elementos pretensados sometidos a compresión

- (a) Los zunchos deben cumplir con lo indicado en la [sección 7.10.4](#).
- (b) Las amarras laterales deben ser lo menos $\phi 10$, o formarse con malla de alambre electrosoldado de área equivalente, y tener un espaciamiento vertical que no exceda de 48 veces el diámetro de la amarra o del alambre, ni de la menor dimensión del elemento en compresión.
- (c) Las amarras deben localizarse verticalmente, sobre el borde superior de la zapata o de la losa de cualquier piso, a una distancia no mayor de la mitad del espaciamiento requerido, y deben distribuirse, tal como se especifica aquí, hasta una distancia no mayor de la mitad del espaciamiento por debajo de la armadura horizontal inferior de los elementos apoyados en la parte superior.
- (d) Cuando existan vigas o ménsulas que enmarquen por todos los lados a la columna, se permite terminar las amarras a no más de 80 mm por debajo de la armadura inferior de dichas vigas o ménsulas.

18.11.2.3- Para muros con un pretensado promedio, f_{pc} , igual o mayor que 1.5 MPa, los requisitos mínimos de armadura de la [sección 14.3](#) no son aplicables cuando el análisis estructural muestre una resistencia y estabilidad adecuadas.

C18.11.2.3- La cantidad mínima de armadura especificada en la [sección 14.3](#) para muros, no necesita aplicarse a muros de hormigón pretensado, siempre y cuando el pretensado promedio sea de 1.5 MPa o más, y que se efectue un análisis estructural completo para demostrar que la resistencia y estabilidad son adecuadas con cantidades de armadura menores.

18.12- Sistemas de losas

18.12.1- Los momentos y esfuerzos de corte mayorados en sistemas de losas pretensadas, armadas en flexión en más de una dirección, deben determinarse de acuerdo con las disposiciones de la

C18.12- Sistemas de losas

C18.12.1- El empleo del método de análisis del marco equivalente ([sección 13.7](#)) o de procedimientos de diseño más precisos, es necesario para determinar momentos y cortes, tanto de servicio como mayorados,

CÓDIGO

[sección 13.7](#) (excluyendo lo mencionado en las [secciones 13.7.7.4](#) y [13.7.7.5](#)) o mediante procedimientos de diseño más detallados.

18.12.2- La resistencia a flexión en cada sección de losas pretensadas debe ser al menos igual a la resistencia requerida por las [secciones 9.2, 9.3, 18.10.3](#) y [18.10.4](#). La resistencia al esfuerzo de corte de losas pretensadas en las columnas debe ser al menos igual a la resistencia requerida por las [secciones 9.2, 9.3, 11.1, 11.12.2](#) y [11.12.6.2](#).

18.12.3- En condiciones de carga de servicio, todas las limitaciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deformaciones, deben cumplirse considerando adecuadamente los factores enumerados en la [sección 18.10.2](#).

COMENTARIO

para sistemas de losas pretensadas. El método de análisis del marco equivalente ha demostrado, en ensayos de grandes modelos estructurales, que predice satisfactoriamente los momentos y cortes mayorados en sistemas de losas pretensadas. (Véase las [referencias 18.8, 18.9, 18.11, 18.18](#) y [18.21](#)). La investigación referida también demuestra que el análisis que emplea secciones prismáticas u otras aproximaciones de la rigidez, puede proporcionar resultados erróneos por el lado inseguro. Se excluye la aplicación de la [sección 13.7.7.4](#) a sistemas de losas pretensadas, porque se refiere a losas armadas diseñadas según el método de diseño directo y porque la redistribución de momentos para losas pretensadas se trata en la [sección 18.10.4](#). Se excluye la aplicación de la [sección 13.7.7.5](#) a sistemas de losas pretensadas, porque la distribución de momentos entre franjas de columna y franjas intermedias requerida por la [sección 13.7.7.5](#) se basa en ensayos de losas de hormigón armado. Los métodos simplificados que emplean coeficientes promedio no se aplican a sistemas de losas de hormigón pretensado.

C18.12.2- Los ensayos indican que la resistencia a momento y al corte de losas pretensadas es controlada por la resistencia total de los cables y por la cantidad y ubicación de armadura no pretensada, más que por la distribución de los cables. (Véase las [referencias 18.8, 18.9, 18.10, 18.11, 18.18](#) y [18.21](#)).

C18.12.3- En losas planas pretensadas continuas con más de dos vanos en cada dirección, la razón luz/espesor generalmente no debe exceder de 42 para pisos y 48 para techos; estos límites pueden incrementarse a 48 y 52 respectivamente, cuando los cálculos verifican que la deformación, la contraflecha, así como la frecuencia de vibración y su amplitud, tanto a corto como a largo plazo, no son objetables.

La deformación y la contraflecha a corto y a largo plazo deben calcularse y comprobarse en relación con los requisitos de capacidad de servicio para el uso particular de la estructura.

18.12.4- Para sobrecargas normales y cargas distribuidas de manera uniforme, el espaciamiento de los cables o grupos de cables de pretensado en una dirección no debe exceder de 8 veces el espesor de la losa, ni de 1.5 m. El espaciamiento de los cables también debe proporcionar un pretensado promedio mínimo (después de que han ocurrido las pérdidas de pretensado) de 0.9 MPa sobre la sección de losa tributaria del cable o grupo de cables. Debe proporcionarse un mínimo de dos cables en cada dirección a través de la sección crítica de corte sobre las columnas. Debe considerarse especialmente el espaciamiento de los cables en losas con cargas concentradas.

18.12.5- En losas con cables de pretensado no adheridos debe proporcionarse armadura adherida de acuerdo con las [secciones 18.9.3 y 18.9.4](#).

18.12.6- En losas izadas, la armadura inferior de anclaje debe detallarse de acuerdo a la [sección 13.3.8.6](#).

18.13- Zona de anclaje de los cables postensados

La longitud máxima de una losa entre juntas de construcción se limita generalmente a 30 ó 45 m, a fin de minimizar el efecto de acortamiento de la losa y evitar pérdidas excesivas de pretensado debidas a la fricción.

C18.12.4- Esta sección proporciona guías específicas respecto a la distribución de cables, que permiten el empleo de una distribución en banda de los cables en una dirección. Mediante investigaciones estructurales se ha demostrado que este método de distribución de cables proporciona comportamientos satisfactorios.

C18.13- Zona de anclaje de los cables postensados

La [sección 18.13](#) ha sido revisada completamente en el código de 1999 y es compatible con AASHTO 1996 “Standard Specifications for Highway Bridges”^{18.22} y con las recomendaciones del informe NCHRP 356.^{18.23}

Después de la adopción por AASHTO 1994 de las disposiciones comprehensivas para las zonas de anclaje de postensado, el Comité ACI 318 revisó el código para que en lo general fuera compatible con los requisitos de AASHTO. De esta manera, se es-

18.13.1- Zona de anclaje

La zona de anclaje se debe considerar como compuesta de dos sectores:

- (a) La zona local es el prisma rectangular (o el equivalente al prisma rectangular para los anclajes circulares u ovalados) que circunda al dispositivo de anclaje y a cualquier armadura de confinamiento.
- (b) La zona general que es la zona de anclaje tal como se define en la [sección 2.1](#) e incluye la zona local.

18.13.2- Zona local

18.13.2.1- El diseño de las zonas locales debe basarse en la fuerza mayorada del cable, P_{su} , y en los requisitos de las [secciones 9.2.8](#) y [9.3.2.5](#).

18.13.2.2- Debe proporcionarse armadura a la zona local en donde se requiera para un funcionamiento adecuado del dispositivo de anclaje.

18.13.2.3- Los requisitos para la zona local establecidos en la sección 18.13.2.2 se cumplen con las indicaciones de las secciones 18.14.1 ó 18.15.1 y 18.15.2.

tima que las disposiciones altamente detalladas de AASHTO para el análisis y detallamiento de armadura, satisfacen los requisitos más generales del ACI 318. En las áreas específicas de evaluación y ensayos de aceptación para dispositivos de anclaje, el ACI 318 incorpora las disposiciones detalladas de AASHTO por medio de referencias.

C18.13.1- Zona de anclaje

Basándose en el principio de Saint-Venant, puede estimarse la extensión de la zona de anclaje como aproximadamente igual a la mayor dimensión de la sección transversal. La zona local y la zona general se muestran en la [figura C18.13.1 \(a\)](#). Para los dispositivos intermedios de anclaje, también existen localmente grandes tensiones de tracción por detrás del dispositivo. Estas tensiones de tracción son inducidas por la incompatibilidad de las deformaciones delante y detrás del dispositivo de anclaje [como se muestra en la [figura C18.13.1\(b\)](#)]. Se debe considerar la región sombreada completa, como se muestra en la [figura C18.13.1 \(b\)](#).

C18.13.2- Zona local

La zona local resiste las elevadas tensiones introducidas por el dispositivo de anclaje y las transfiere al resto de la zona de anclaje. El comportamiento de la zona local está fuertemente influido por las características específicas del dispositivo de anclaje y su armadura de confinamiento, y menos influido por la geometría y carga de la estructura completa. Algunas veces no se puede completar el diseño de la zona local hasta que los dispositivos de anclaje específicos no sean determinados en la etapa de preparación de los planos de taller. Cuando se usan dispositivos especiales de anclaje, el proveedor de estos debe entregar la información respecto a los ensayos que demuestren que el dispositivo puede considerarse satisfactorio bajo AASHTO “Standard Specifications for Highway Bridges,” División II, artículo 10.3.2.3 y proporcione la información respecto a las condi-

18.13.3- Zona general

18.13.3.1- El diseño de las zonas generales debe basarse en la fuerza mayorada del cable, P_{su} , y en los requisitos de las secciones 9.2.8 y 9.3.2.5.

18.13.3.2- Se debe proporcionar armadura en la zona general donde se requiera para resistir la separación, el desconche y las fuerzas de tracción en el borde longitudinal inducidas por los dispositivos de anclaje. Se deben considerar los efectos de cambios abruptos en la sección.

18.13.3.3- Los requisitos para la zona general establecidos en la sección 18.13.3.2 se cumplen con las indicaciones de los puntos 18.13.4, 18.13.5, 18.13.6 y cada vez que sea aplicable lo indicado en las secciones 18.14.2, 18.14.3 ó 18.15.3.

ciones necesarias para el uso del dispositivo. Las principales consideraciones en el diseño de la zona local son los efectos de la alta presión de apoyo y la habilidad de la armadura de confinamiento para aumentar la capacidad del hormigón de resistir las tensiones de aplastamiento.

C18.13.3- Zona general

Dentro de la zona general no es válida la hipótesis habitual de la teoría de vigas respecto a que las secciones planas permanecen planas.

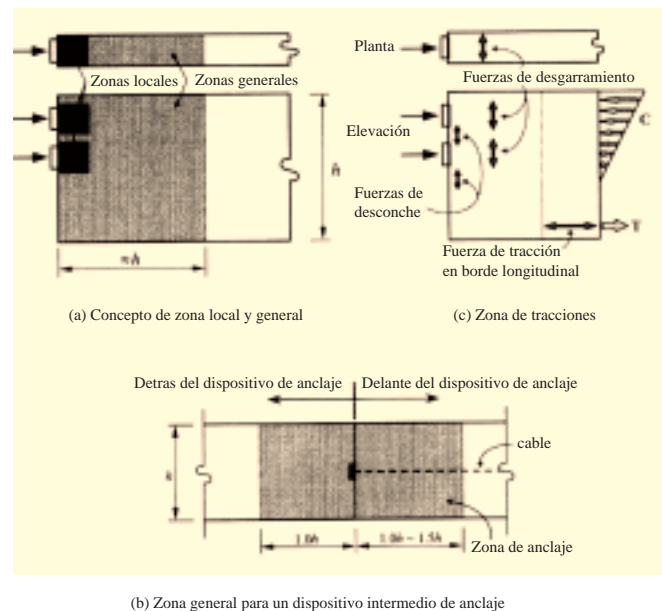


Fig. C18.13.1- Zonas de anclaje

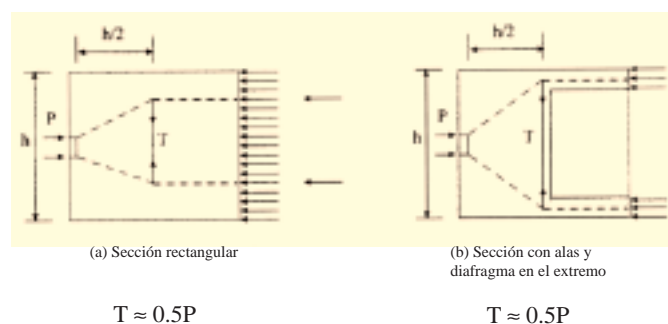


Fig. C18.13.3- Efectos del cambio de sección

18.13.4- Resistencia nominal de los materiales

18.13.4.1- La resistencia nominal a la tracción de la armadura adherida esta limitada a f_y para la armadura no pretensada y a f_{py} para la armadura pretensada. El esfuerzo nominal de tracción de la armadura no adherida pretensada para resistir las fuerzas de tracción en las zonas de anclaje debe estar limitado a $f_{ps} = f_{se} + 700$

18.13.4.2- Salvo el caso de hormigón confinado dentro de zunchos o cercos que proporcionen confinamiento equivalente al indicado por la ecuación (10 - 6), la resistencia nominal a compresión del hormigón en la zona general debe limitarse a $0.7\lambda f'_{ci}$.

18.13.4.3- La resistencia a compresión del hormigón en el momento del postensado debe especificarse en los planos de diseño. A menos que se usen dispositivos de anclaje sobre dimensionados

El diseño debe considerar todas las regiones de tensión de tracción que puedan ser causadas por el dispositivo de anclaje del cable, incluyendo la separación, el desconche y la tracción de borde como se muestra en la [figura C18.13.1\(c\)](#). También deben comprobarse las tensiones de compresión inmediatamente por delante de la zona local [como se muestra en la [figura C18.13.1 \(b\)](#)].

Algunas veces no se puede determinar la armadura requerida hasta que los “trazados” de los cables y dispositivos de anclaje no estén determinados en la etapa de preparación de planos de taller. En los planos y especificaciones de la obra las responsabilidades de diseño y aceptación deben estar claramente asignadas.

Los cambios abruptos de la sección transversal pueden causar una desviación sustancial en las trayectorias de la fuerza. Estas desviaciones pueden aumentar considerablemente las fuerzas de tracción como se muestra en la [Figura C18.3.3](#).

R18.3.4- Resistencia nominal de los materiales

Se espera alguna deformación inelástica del hormigón debido a que el diseño de la zona de anclaje está basado en un enfoque de resistencia. El bajo valor para la resistencia nominal a compresión para el hormigón sin confinar refleja esta posibilidad. Para el hormigón bien confinado, la resistencia efectiva a compresión puede ser aumentada (ver [referencia 18 - 23](#)). El valor para la resistencia nominal a la tracción de la armadura adherida pretensada está limitado a la tensión de fluencia del acero de pretensado debido a que la [ecuación \(18 - 3\)](#) puede no ser aplicable para estas aplicaciones no flexionales. El valor para la armadura no adherida pretensada está basado en los valores indicados en el [punto 18.7.2\(b\) y \(c\)](#), pero está de alguna manera limitado para estas aplicaciones de poca longitud no flexionales. Los resultados de ensayos que se entregan en la [referencia 18.23](#) indican que el esfuerzo de compresión introducido por el pretensado auxi-

CÓDIGO

para compensar la menor resistencia a compresión o que los cables estén tensados a no más del 50% de la fuerza final del cable, los cables no deben tensarse sino hasta que f_{cr} , medido en ensayos consistentes con el curado del elemento, sea al menos 30 MPa psi para los cables de varios alambres o de a lo menos 18 MPa para los cables de un alambre o para barras.

18.13.5- Métodos de diseño

18.13.5.1- Para el diseño de zonas generales se permiten los siguientes métodos, siempre que los procedimientos específicos usados den como resultado predicciones de resistencia que concuerden sustancialmente con los resultados de los ensayos comprensivos:

- (a) Modelos de plasticidad basados en equilibrio (modelos “puntal - tensor”);
- (b) Análisis lineal de tensiones (incluyendo análisis por elementos finitos o equivalente); o
- (c) Ecuaciones simplificadas, cuando sean aplicables.

18.13.5.2- No deben usarse las ecuaciones simplificadas en los casos en que la sección transversal del elemento no sea rectangular, en donde las discontinuidades en o cerca de la zona general causen desviaciones en el flujo de fuerzas, en donde la distancia mínima al borde sea menor que 1.5 veces

COMENTARIO

liar aplicado perpendicularmente al eje, es efectivo para aumentar la capacidad de la zona de anclaje. La inclusión del factor λ para los hormigones livianos refleja su baja resistencia a la tracción, lo que es un factor indirecto para la limitación de las tensiones de compresión, tanto como la amplia dispersión y fragilidad exhibido en las zonas de anclaje en ensayos con algunos hormigones livianos.

Se requiere que el ingeniero especifique la resistencia del hormigón en el momento de aplicar la tensión en los planos y especificaciones de la obra. Para limitar el agrietamiento temprano por retracción, los cables de un alambre son algunas veces tensados con resistencias del hormigón de menos de 18 MPa (a) debido al uso de anclajes sobre dimensionados, o ((b) cuando se tensa por etapas, a menudo a niveles de 1/3 o 1/2 de la fuerza final del cable.

R18.13.5- Métodos de diseño

La lista de métodos de diseño indicada en el punto 18.13.5.1 incluye aquellos procedimientos para los cuales se han dado lineamientos relativamente específicos en las [referencias 18.22 y 18.23](#). Estos procedimientos han demostrado ser predictores conservadores de la resistencia cuando se comparan con los resultados de los ensayos ([18.23](#)). El uso de los modelos “puntal tensor” es especialmente útil para el diseño de la zona general ([18.23](#)). Se pueden usar las ecuaciones simplificadas en muchas aplicaciones de anclaje, en donde regiones sustanciales o masivas de hormigón rodean a los anclajes, con excepción de los casos indicados en el [punto 18.13.5.2](#).

Se pueden usar, para muchos casos, las ecuaciones simplificadas basadas en las [referencias 18.22 y 18.23](#). Los valores para la magnitud de la fuerza de degarre, T_{burst} , y para su distancia centroidal de la mayor superficie de apoyo del anclaje, d_{burst} , puede ser estimada por las [ecuaciones \(C18-1\) y \(C18-2\)](#) respectivamente. Los términos de la ecuación (C18

CÓDIGO

la dimensión lateral del dispositivo de anclaje en esa dirección o en donde se usen múltiples dispositivos de anclaje que no queden dispuestos como un solo grupo.

COMENTARIO

- 1) y (C18 - 2) para una carga en el cable con una pequeña excentricidad se muestran en la figura C18.13.5. En la aplicación de las ecuaciones (C18-1) y (C18-2) se debe considerar la secuencia de tensado si hay más de un cable presente.

$$T_{burst} = 0.25 \sum P_{su} \left(1 - \frac{a}{h}\right) \quad (C18 - 1)$$

$$d_{burst} = 0.5 (h - 2e) \quad (C18 - 2)$$

donde:

$\sum P_{su}$ = la suma de todas las cargas de cable mayoradas para el arreglo de tensado considerado, N;

a = la altura del dispositivo de anclaje o del grupo de dispositivos espaciados cerradamente en la dirección considerada, mm;

e = la excentricidad (siempre considerada positiva) del dispositivo o grupo cerradamente espaciado de dispositivos de anclaje con respecto al centroide de la sección transversal, mm;

h = la altura de la sección transversal en la dirección considerada, mm.

Los aparatos de anclaje deben tratarse como cerradamente espaciados si su espaciamiento de centro a centro no excede de 1.5 veces el ancho del dispositivo de anclaje en la dirección considerada.

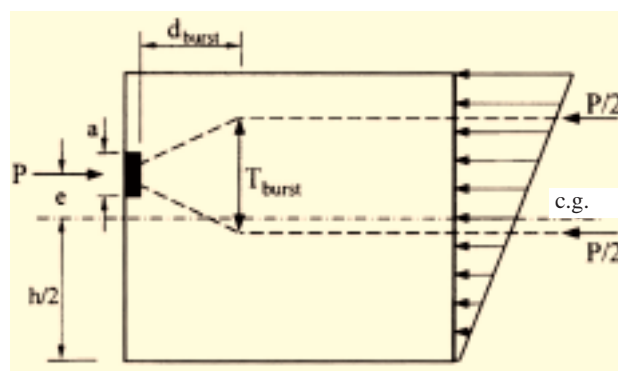


Fig. C18.13.5- Ejemplo de modelo Puntal tensor

18.13.5.3- La secuencia de tensado debe especificarse en los planos y considerarse en el diseño.

18.13.5.4- Deben considerarse los efectos tridimensionales en el diseño y deben analizarse usando procedimientos tridimensionales o ser aproximados considerando la suma de los efectos en dos planos ortogonales.

18.13.5.5- Para los dispositivos intermedios de anclaje debe proporcionarse armadura adherida para

La fuerza de desgarre para los cables cuyo centroide queda dentro del núcleo de la sección puede estimarse como el 2 por ciento de la fuerza total mayorada del cable, excepto para los dispositivos de anclaje múltiple con un espaciamiento de centro a centro mayor que 0.4 veces la altura de la sección. Se requiere de un análisis detallado para los espaciamientos mayores y para los casos en que el centroide de los cables se sitúa fuera del núcleo. Además, en el postensado de secciones delgadas, de secciones con alas, de secciones irregulares, o cuando los cables tienen una curvatura apreciable dentro de la zona general se requiere de procedimientos más generales tales como los descritos en AASHTO, artículos 9.21.4 y 9.21.5. En el artículo 9.21.3.4 de la [referencia 18.22](#) se entregan recomendaciones detalladas sobre los principios de diseño que se aplican a todos los métodos de diseño.

C18.13.5.3- La secuencia de tensado de los dispositivos de anclaje puede tener un efecto significativo en las tensiones de la zona general. Por lo tanto, es importante considerar no solamente la etapa final de una secuencia de tensado, con todos los cables ya tensados, sino también las etapas intermedias durante la construcción. Debe tomarse en cuenta las fuerzas de desgarre más críticas causadas por cada una de las combinaciones de la secuencia de postensado de los cables.

R18.13.5.4- Se incluyeron las disposiciones sobre los efectos tridimensionales con el objeto de alertar al ingeniero sobre los efectos perpendiculares al plano principal de los elementos tales como fuerzas de desgarre en la dirección delgada de nervios y losas. En muchos casos estos efectos pueden determinarse independientemente para cada dirección, pero algunas aplicaciones requieren de un completo análisis tridimensional. (por ejemplo, los diafragmas para el anclaje de cables externos).

R18.13.5.5- Los anclajes intermedios se usan para el anclaje de los cables que no se extienden sobre

transferir, a lo menos, $0.35 P_{su}$ a la sección de hormigón que queda detrás del anclaje.

Tal armadura debe colocarse simétricamente alrededor de los dispositivos de anclaje y debe estar completamente desarrollada tanto por detrás como por delante de los dispositivos de anclaje.

18.13.5.6- Cuando se usan cables curvos en la zona general, excepto para cables de un alambre o donde el análisis demuestre que no se requiere armadura, se debe proporcionar armadura adherida con el objeto de resistir las fuerzas radiales y de hendimiento.

18.13.5.7- Excepto para cables de un alambre o donde el análisis demuestre que no se requiere armadura, se debe proporcionar un refuerzo mínimo en direcciones ortogonales paralelas a la superficie posterior de todas las zonas de anclaje con una resistencia nominal a la tracción igual al 2 por ciento de la fuerza mayorada en cada cable, con el objeto de evitar los desconches.

18.13.5.8- Debe obviarse la resistencia a la tracción del hormigón al calcular la armadura requerida.

18.13.6- Requisitos de detallamiento

La elección de los tamaños de armadura, espaciamientos, recubrimiento y otros detalles para las zonas de anclaje debe contemplar las tolerancias en el doblado, fabricación e instalación de la armadura, el tamaño del agregado y la correcta colocación y consolidación del hormigón.

la longitud total de un elemento. Las tensiones de tracción locales son generadas por detrás de los anclajes intermedios [ver [figura C18.13.1\(b\)](#)] debido a los requisitos de compatibilidad para las deformaciones que se producen por delante y por detrás del anclaje. Para limitar la extensión del agrietamiento detrás del anclaje se requiere de armadura adherida anclada hacia atrás en la vecindad inmediata del anclaje. El requerimiento de $0.35P_{su}$ se desarrolló usando el 25 por ciento de la fuerza no mayorada del cable resistida por la armadura a $0.6f_y$.

CÓDIGO

18.14- Diseño de las zonas de anclaje para cables de un alambre o barras de 16 mm de diámetro.

18.14.1- Diseño de la zona local

Los dispositivos de anclaje y la armadura de la zona local para el caso de cables de un alambre o para barras de 16 mm o menos de diámetros debe cumplir con los requisitos establecidos en la publicación del Post-Tensioning Institute “Specification for Unbonded Single Strand Tendons” o con los requisitos para dispositivos especiales de anclaje indicados en la [sección 18.15.1](#).

18.14.2- Diseño de la zona general para cables de losa

18.14.2.1- Para los dispositivos de anclaje para cables de 12 mm de diámetro o menores en losas de hormigón de peso normal, se debe proporcionar armadura mínima que cumpla con los requisitos de las secciones 18.14.2.2 y [18.14.2.3](#), a menos que un análisis detallado que cumpla con lo indicado en la sección 18.13.5 demuestre que tal armadura no es necesaria.

18.14.2.2- Se debe disponer dos barras horizontales no menor a $\phi 12$ paralelas al borde de la losa. Se permite que dichas barras estén en contacto con la cara frontal del dispositivo de anclaje y deben estar dentro de una distancia $h/2$ delante de cada dispositivo. Dichas barras deben extenderse, a lo menos, 150 mm a cada lado de los bordes exteriores de cada dispositivo.

COMENTARIO

C18.14- Diseño de la zona de anclaje para cables de un alambre o barras de 16 mm de diámetro.

C18.14.2- Diseño de la zona general para cables de losa

Los requisitos mínimos de armadura de la zona general para los cables de un alambre en losas están basados en las recomendaciones del Comité 423 del ACI-ASCE^{18.24}, que muestra los detalles típicos. En donde sea posible las barras horizontales paralelas al borde requeridas en las indicaciones de la sección 18.14.2.2 deben ser continuas.

Los ensayos en los que se basaron las recomendaciones de la [referencia 18.24](#) se limitaron a dispositivos de anclaje para cables no adheridos de 12 mm de diámetro y 1900 MPa en hormigón de peso normal. Así, para los dispositivos de anclaje de cables mayores y para todo uso en losas de hormigón liviano, el comité 423 del ACI-ASCE recomendó que la cantidad y espaciamiento de la armadura debe ser ajustada en forma conservadora para tomar en cuenta la mayor fuerza de anclaje y la menor resistencia a tracción por hendimiento del hormigón liviano^{18.24}.

Ambas referencias, la [18.23](#) y la [18.24](#) recomiendan que las barras en horquilla también sean dispuestas para anclajes situadas dentro de 300 mm de las esquinas de la losa con el objeto de resistir las fuerzas de tracción de borde. Las palabras “de-

18.14.2.3- Si el espaciamiento, medido centro a centro, de los dispositivos de anclaje es de 300 mm o menos, los dispositivos de anclaje se deben considerar como agrupados. Por cada grupo de seis o más dispositivos de anclaje, se deben proporcionar $n + 1$ barras en horquilla o estribos cerrados al menos $\phi 10$, donde n es la cantidad de dispositivos de anclaje. Debe colocarse una barra en horquilla o estribo entre cada dispositivo de anclaje y uno a cada lado del grupo. Las barras en horquilla o estribos deben colocarse con las patas extendiéndose dentro de la losa perpendicular al borde. La parte central de las barras en horquilla o estribos deben colocarse perpendiculares al plano de la losa desde $3h/8$ hasta $h/2$ delante de los dispositivos de anclaje.

18.14.2.4- Para dispositivos de anclaje que no se ajusten a lo indicado en la [sección 18.14.2.1](#), la armadura mínima debe basarse en un análisis detallado que cumpla con los requisitos del [punto 18.13.5](#).

18.14.3- Diseño de la zona general para grupos de cables de un alambre en vigas principales y secundarias.

El diseño de la zona general para los grupos de cables de un alambre en vigas principales y secundarias debe cumplir con los requisitos de las [secciones 18.13.3](#) a la [18.13.5](#).

lante de” en el punto 18.14.2.3 tienen el significado que se muestra en la [figura C18.13.1](#).

La [sección 18.5](#) es aplicable en aquellos casos en que se usan dispositivos de anclaje para cables de varios alambres.

La armadura perpendicular al plano de la losa requerida para resistir el desgarramiento en la sección 18.14.2.3 para grupos de cables espaciados de forma relativamente cerrada también debiera ser dispuesta para el caso de cables espaciados de manera amplia si es que una falla del dispositivo de anclaje pudiera causar más que un daño local.

C18.14.3- Diseño de la zona general para grupos de cables de un alambre en vigas principales y secundarias.

Los grupos de cables de un alambre con dispositivos individuales de anclaje para los cables de un alambre se usan a menudo en las vigas principales y secundarias. Se puede tratar a los dispositivos de anclaje como espaciados en forma cercana si su espaciamiento, medido de centro a centro, no excede de 1.5 veces el ancho del dispositivo de anclaje en la dirección considerada. Si una viga principal o secundaria tiene un dispositivo de anclaje único o un grupo único de dispositivos de anclaje espaciados en forma cercana, se permite el uso de ecuaciones simplificadas tales como aquellas que se entregan en la [sección C18.13.5.1](#), a menos que controle la [sección 18.13.5.2](#). Las condiciones más complejas se pueden diseñar mediante el uso de modelos puntal tensor. En las [referencias 18.22](#) y [18.23](#) al igual que en el [punto C18.13.5.1](#) se entregan recomendaciones detalladas para el uso de dichos modelos.

CÓDIGO

COMENTARIO

18.15- Diseño de las zonas de anclaje para cables de varios alambres

C18.15- Diseño de las zonas de anclaje para cables de varios alambres

18.15.1- Diseño de la zona local

C18.15.1- Diseño de la zona local

Los dispositivos básicos de anclaje para varios cables y la armadura de la zona local deben cumplir con los requisitos establecidos por AASHTO en “Standard Specifications for Highway Bridges” División I, artículos 9.21.7.2.2 al 9.21.7.2.4.

Ver la [sección C18.13.2](#)

Los dispositivos especiales de anclaje deben cumplir con los ensayos requeridos en AASHTO “Standard Specifications for Highway Bridges” División I, artículo 9.21.7.3 y descrito en AASHTO “Standard Specifications for Highway Bridges” División II, artículo 10.3.2.3.

18.15.2- Uso de dispositivos especiales de anclaje

C18.15.2- Uso de dispositivos especiales de anclaje

Cuando se vayan a usar dispositivos especiales de anclaje se debe proporcionar armadura de piel suplementaria en las regiones correspondientes a las zonas de anclaje, además de la armadura de confinamiento especificada para el dispositivo de anclaje. Esta armadura suplementaria debe ser igual en configuración y por lo menos equivalente en cuantía volumétrica a cualquier armadura de piel suplementaria usada en los ensayos para calificar la aceptación del dispositivo de anclaje.

La armadura de piel es la armadura colocada cerca de las superficies exteriores en la zona de anclaje para limitar el ancho y espaciamiento de las grietas locales. La armadura en la zona general para otras acciones (flexión, corte, retracción, temperatura y similares) pueden usarse para satisfacer los requisitos de armadura de piel suplementaria. La determinación de la armadura de piel suplementaria depende del dispositivo de anclaje usado y, frecuentemente no puede determinarse hasta la etapa de preparación de planos de taller.

18.15.3- Diseño de la zona general

El diseño de la zona general para los cables de varios alambres debe cumplir con los requisitos establecidos en las [secciones 18.13.3](#) a la [18.13.5](#).

18.16- Protección contra la corrosión de cables de pretensado no adheridos

C18.16- Protección contra la corrosión de cables de pretensado no adheridos

18.16.1- Los cables no adheridos deben ser encapsulados con una vaina. Los cables deben quedar completamente recubiertos y la vaina alrededor del cable debe llenarse con un material adecuado que asegure la protección contra la corrosión.

C18.16.1- El material adecuado para la protección contra la corrosión de los cables no adheridos debe tener las propiedades indicadas en la [sección 5.1](#) de la [referencia 18.25](#).

CÓDIGO

18.16.2- La vaina debe ser impermeable y continua en toda la longitud no adherida.

18.16.3- Para aplicaciones en ambientes corrosivos, la vaina debe estar conectada a todos los anclajes ya sean de tensión, intermedios o fijos, de manera impermeable.

18.16.4- Los cables de un alambre deben protegerse de la corrosión de acuerdo con lo indicado en la publicación del Post-Tensioning Institute “Specifications for Unbonded Single Strand Tendons”.

18.17- Ductos para postensado

18.17.1- Los ductos para cables que se inyectan con lechada deben ser impermeables al mortero y no reactivos con el hormigón, cables, lechada e inhibidores de la corrosión.

18.17.2- Los ductos para un solo alambre, torón o barra que se inyectan con lechada deben tener un diámetro interior a lo menos 5 mm mayor que el diámetro del cable.

18.17.3- Los ductos para alambres, torones o barras múltiples que se vayan a inyectar con lechada deben tener un área transversal interior a lo menos igual a dos veces el área transversal de los cables.

18.17.4- Los ductos deben mantenerse libres de agua empozada si los elementos que van a inyectarse con lechada quedan expuestos a temperaturas bajo el punto de congelación antes de la inyección de la lechada.

COMENTARIO

C18.16.2- Normalmente, la vaina está constituida por polietileno de alta densidad que es extruído directamente en el cable recubierto.

C18.16.4- Los requisitos de protección contra la corrosión de cables no adheridos de un alambre de acuerdo con “Specifications for Unbonded Single Strand Tendons” del Post-Tensioning Institute, fueron agregados en el código de 1989 a las disposiciones que aparecían en los códigos anteriores. Un informe^{18.25}, publicado por el Post-Tensioning Institute es usado como guía para la protección contra la corrosión de los cables no adheridos de un alambre.

C18.17- Ductos para postensado

C18.17.4- El agua en los ductos, al congelarse, puede causar daño al hormigón circundante. Cuando hay torones también debe evitarse el agua empozada en los ductos. Se debe usar un inhibidor de corrosión con el objeto de proporcionar protección temporal contra la corrosión si los cables quedan expuestos por períodos prolongados a la humedad en los ductos antes de inyectar la lechada^{18.26}.

CÓDIGO

18.8- Lechada para cables de pretensado adheridos

18.18.1- La lechada debe consistir en cemento Portland y agua o en cemento Portland, arena y agua.

18.18.2- Los materiales para la lechada deben cumplir con lo especificado en las secciones 18.18.2.1 a la 18.18.2.4.

18.18.2.1- El cemento Portland debe cumplir con los requisitos de la [sección 3.2](#).

18.18.2.2- El agua debe cumplir con los requisitos de la [sección 3.4](#).

18.18.2.3- Si se usa arena, esta debe cumplir con los requisitos de “Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar” ([ASTM C 144](#)) excepto que se permite modificar la granulometría conforme sea necesario para lograr una trabajabilidad satisfactoria.

18.18.2.4- Se permite el uso de aditivos que cumplan con lo establecido en la [sección 3.6](#) de los cuales se sepa que no producen efectos perjudiciales en la lechada, acero u hormigón. No debe emplearse cloruro de calcio.

COMENTARIO

C18.18- Lechada para cables de pretensado adheridos

Una lechada y un procedimiento de inyección adecuados son críticos para las construcciones postensadas^{18.27, 18.28}. La lechada proporciona adherencia entre los cables de postensado y el hormigón y proporciona protección contra la corrosión a los cables.

El éxito pasado con lechada para cables adheridos de pretensado ha sido obtenido con cemento Portland. Una extrapolación de esto a todos los materiales cementicios (definidos en la [sección 2.1](#)) para su uso en esta lechada es inapropiada, por la falta de experiencia y ensayos con otros materiales cementicios diferentes al cemento Portland y por la posibilidad que algunos materiales cementicios puedan introducir productos químicos señalados como dañinos para los cables en el punto C18.18.2. Por lo tanto, se han mantenido en el código el cemento Portland indicado en el punto 18.18.1 y la razón agua-cemento indicada en el [punto 18.18.3.3](#).

C18.18.2- Las limitaciones a los aditivos en la sección 3.6 se aplican a la lechada. Las sustancias conocidas como dañinas para los cables de pretensado, la lechada o el hormigón son los cloruros, fluoruros, sulfatos y nitratos. El polvo de aluminio u otros aditivos expansores, si son aprobados, deben producir una expansión no confinada del 5 al 10 por ciento. En casi todas las estructuras de construcción se utiliza la lechada de cemento puro. Sólo en los ductos grandes con extensas áreas huecas debe considerarse las ventajas de utilizar arena finamente tamizada en la lechada.

CÓDIGO

18.18.3- Selección de la dosificación para la lechada

18.18.3.1- La dosificación de la lechada debe basarse en una de las dos condiciones siguientes:

- (a) Los resultados de ensayos de lechada fresca y endurecida realizados antes de iniciar las operaciones de inyección; o
- (b) Experiencia documentada previa con materiales y equipo similares y bajo condiciones de obra comparables.

18.18.3.2- El cemento utilizado en la obra debe corresponder a aquél en el cual se basó la selección de la dosificación de la lechada.

18.18.3.3- El contenido de agua debe ser el mínimo necesario para el bombeo adecuado de la lechada; sin embargo, la razón agua cemento no debe exceder de 0.45 en peso.

18.18.3.4- No debe añadirse agua con el objeto de aumentar la fluidez cuando esta haya disminuido por demora en el uso de la lechada.

18.18.4- Mezclado y bombeo de la lechada

18.18.4.1- La lechada debe mezclarse en un equipo capaz de efectuar un mezclado y agitación mecánica continua que produzca una distribución uniforme de los materiales, debe tamizarse y bombearse de tal manera que se llenen por completo los ductos de los cables.

18.18.4.2- La temperatura de los elementos en el momento de inyección de la lechada debe estar por encima de 2° C y debe mantenerse por encima de esta temperatura hasta que los cubos de 2 pulgadas fabricados con la misma lechada y curados en la obra logren una resistencia mínima a la compresión de 6 MPa.

COMENTARIO

C18.18.3- Selección de la dosificación para la lechada

La lechada dosificada de acuerdo con estas especificaciones conducirá, por lo general, a una resistencia a la compresión a 7 días, medida en cubos estándar de 50 mm, superior a los 18 MPa y a resistencias a los 28 días de aproximadamente 28 MPa. Cuando se diseña la mezcla de la lechada, por lo general se toma más en consideración las propiedades de manejo y colocación de la lechada que la resistencia.

R18.18.4- Mezclado y bombeo de la lechada

A una temperatura ambiente de 2°C la lechada con una temperatura mínima inicial de 15°C puede requerir hasta 5 días para llegar a 6 MPa. Se sugiere una temperatura mínima de 15°C porque es consistente con la temperatura mínima recomendada para el hormigón colocado a una temperatura ambiente de 2°C. Las lechadas de fraguado rápido, cuando se aprueban, pueden requerir de períodos más cortos de protección y se deben seguir las recomendaciones de los proveedores. Los cubos de ensayo deben curarse bajo condiciones de temperatura y humedad tan parecidas como sea posible a las de la lechada del elemento. Las temperaturas de la lechada que excedan de 32°C provocarán dificultades durante el bombeo.

18.18.4.3- La temperatura de la lechada no debe ser superior a 32° C durante el mezclado y el bombeo.

18.19- Protección para los cables de pretensado

Las operaciones de soldadura o calentamiento en las proximidades de cables de pretensado deben realizarse de manera tal que los cables no queden expuestos a temperaturas excesivas, chispas de soldadura o descargas eléctricas.

18.20- Aplicación y medición de la fuerza de pretensado

18.20.1- La fuerza de pretensado debe determinarse por medio de los dos métodos siguientes:

- (a) La medición de la elongación del cable. La elongación requerida debe determinarse a partir de las curvas promedio carga - elongación para los cables de pretensado usados;
- (b) La observación de la fuerza del gato en un manómetro calibrado o celda de carga o por medio del uso de un dinamómetro calibrado.

Debe investigarse y corregirse la causa de cualquier diferencia en la determinación de la fuerza entre los métodos (a) y (b) que exceda del 5 por ciento en los elementos pretensados o de un 7 por ciento para las construcciones postensadas.

18.20.2- Cuando la transferencia de fuerza desde los extremos del banco de pretensado se efectúe cortando los cables con soplete, los puntos de corte y la secuencia de corte deben determinarse con el objeto de evitar tensiones temporales no deseadas.

18.20.3- Los tramos largos de cables pretensados expuestos deben cortarse lo más cerca posible del elemento para reducir al mínimo los impactos en el hormigón.

C18.20- Aplicación y medición de la fuerza de pretensado

C18.20.1- Las mediciones de elongación para elementos pretensados deben estar de acuerdo con los procedimientos indicados en “Manual for Quality Control for Plants and Production of Precast and Prestressed Concrete Products” publicado por Precast/Prestressed Concrete Institute.^{18.29}

La [sección 18.18.1](#) del código de 1989 se revisó para permitir una tolerancia de un 7 por ciento en la fuerza de los cables determinada por mediciones con manómetro y mediciones de elongación en estructuras postensadas. Las mediciones de elongación para una estructura postensada son afectadas por varios factores que son menos significativos, o que no existen para los elementos pretensados. La fricción a lo largo de los cables postensados puede ser afectada en grado variable por las tolerancias de colocación y pequeñas irregularidades en el perfil debidas al vaciado del hormigón. También están sujetos a variaciones los coeficientes de fricción entre los cables y el ducto. El 5 por ciento de tolerancia que se ha indicado desde el código de 1963 fue propuesto por el comité 423 del ACI-ASCE en 1958.^{18.3} y reflejaba principalmente la experiencia con la producción de elementos de hormigón pretensado. Puesto que los cables para hormigón pretensado son habitualmente tensados en el aire con efectos de fricción mínimos, se mantuvo el 5 por ciento de tolerancia para dichos elementos.

18.20.4- La pérdida total de pretensado debida a cables rotos que no son reemplazados no debe exceder del 2 por ciento del pretensado total.

18.21- Anclajes y coplas para postensado

18.21.1- Los anclajes y coplas para cables de pretensado adheridos y no adheridos deben desarrollar al menos el 95 por ciento de la resistencia a la rotura especificada para los cables, cuando se prueben bajo condiciones de no adherencia, sin que excedan la deformación prevista. Para los cables adheridos los anclajes y coplas deben ser colocados de manera que la resistencia a la rotura especificada para los cables se desarrolle al 100 por ciento en las secciones críticas, después que los tendones estén adheridos al elemento.

18.21.2- Las coplas deben colocarse en las zonas aprobadas por el ingeniero y ser alojadas en cajas lo suficientemente largas como para permitir los movimientos necesarios.

C18.20.4- Esta disposición se aplica a todos los elementos de hormigón pretensado. Para los sistemas de losas postensadas hormigonadas en obra, un elemento debe ser aquella porción considerada como una unidad en el diseño, tales como las nervaduras y el ancho efectivo en las losas en los sistemas de losas nervadas en una dirección, o la franja de columna o franja intermedia en los sistemas de placas planas en dos direcciones.

C18.21- Anclajes y coplas para postensado

C18.21.1- En el código interino de 1986, las disposiciones referentes a la resistencia de anclajes y acopladores de cables adheridos y no adheridos presentadas en las secciones 18.19.1 y 18.19.2 del código de 1983, fueron combinadas en una sección única 18.19.1 revisada cubriendo anclajes y acopladores tanto para cables adheridos como no adheridos. Desde el código de 1989, la resistencia requerida para ensambles anclaje-cable y acoplador-cable, tanto para cables adheridos como no adheridos, cuando son probados en condiciones de no adherencia, se basa en un 95 por ciento de la resistencia especificada a la rotura del material del cable. El material de los cables debe cumplir con las disposiciones mínimas de las especificaciones aplicables de ASTM como se indican en el [punto 3.5.5](#). La resistencia especificada para anclajes y acopladores excede a la resistencia máxima de diseño de los cables por un amplio margen y, al mismo tiempo, reconoce los efectos de aumento de tensión asociados con la mayoría de los anclajes y acopladores de postensado disponibles. La resistencia de los acopladores y anclajes debe alcanzarse con una deformación permanente mínima y un asentamiento sucesivo, reconociendo que alguna deformación y asentamiento se producirá durante el ensayo a la rotura. Los ensambles para cables deben ajustarse a los requisitos de 2 por ciento de elongación indicado en el ACI 301^{18.30}, y a las recomendaciones de la industria^{18.19}. Las coplas y

18.21.3- En el caso de elementos no adheridos sujetos a cargas repetitivas, debe prestarse atención especial a la posibilidad de fatiga en los anclajes y coplas.

18.21.4- Los anclajes, coplas y dispositivos auxiliares de anclaje deben estar protegidos permanentemente contra la corrosión.

18.22- Postensado externo

18.22.1- Se permite que los cables de postensado sean externos a cualquier sección de un elemento. Para evaluar los efectos de las fuerzas de los cables externos en la estructura de hormigón se deben usar los métodos de diseño por resistencia y serviciabilidad indicados en este código.

18.22.2- Al calcular la resistencia a flexión se considerarán los cables externos como cables no adheridos a menos que se tomen las precauciones para adherir efectivamente los cables externos a la sección de hormigón en toda su longitud.

anclajes para cables adheridos que desarrollan menos del 100 por ciento de la resistencia especificada a la rotura del cable únicamente deben ser utilizados cuando la longitud de adherencia en la transferencia entre los anclajes o acopladores y las secciones críticas iguale o exceda a la longitud requerida para desarrollar la resistencia del cable. Esta longitud de adherencia puede calcularse por los resultados de ensayos respecto a características de adherencia de torones^{18.31} de pretensado sin tensar o por medio de ensayos de adherencia en otros tipos de cable, según sea apropiado.

C18.21.3- Para una discusión más completa sobre la carga de fatiga consulte la referencia 18.32.

Para recomendaciones detalladas sobre ensayos para condiciones de carga estática y cíclica de cables y conexiones de anclaje en cables no adheridos véase la sección 4.1.3 de la referencia 18.15 y la sección 15.2.2 de la referencia 18.30.

C18.21.4- Para recomendaciones respecto a la protección véase la sección 4.2 y 4.3 de la referencia 18.15 y las secciones 3.4, 3.6, 5, 6, y 8.3 de la referencia 18.25.

18.22- Postensado externo

La fijación externa de los cables es un método versátil para proporcionar resistencia adicional, o mejorar la serviciabilidad, o ambas, en las estructuras existentes. Es muy adecuado para reparar o mejorar las estructuras existentes y permite una amplia variedad de disposiciones de cables.

En la referencia 18.33 se entrega información adicional sobre el postensado externo.

CÓDIGO

18.22.3- Los cables externos deben acoplarse al elemento de hormigón de manera tal que se mantenga la excentricidad deseada entre los cables y el centroide del hormigón para todo el rango de deformaciones previstas del elemento.

18.22.4- Los cables externos y las regiones de anclaje deben estar protegidas contra la corrosión y los detalles del sistema de protección deben estar indicados en los planos o en las especificaciones del proyecto.

COMENTARIO

C18.22.3- Los cables externos son a menudo acoplados al elemento de hormigón en varios puntos entre los anclajes (como a media luz, los cuartos o los tercios) para lograr efectos de balanceo de cargas, alineamiento de cables o para solucionar problemas de vibración de los cables. Debiera prestarse atención a los efectos causados por el cambio en el trazado el cable en relación con el centroide del hormigón a medida que el elemento se deforma bajo los efectos del postensado y de las cargas aplicadas.

C18.22.4- Puede lograrse una protección permanente contra la corrosión por medio de distintos métodos. La protección contra la corrosión que se proporcione debe ser la adecuada al medio ambiente en el que están situados los cables. Algunas condiciones requerirán que los cables estén protegidos por una cubierta de hormigón o por lechada de cemento en una tubería de polietileno o metal; otras condiciones permitirán la protección proporcionada por revestimientos tales como pintura o grasa. Los métodos de protección contra la corrosión deben cumplir con los requisitos de protección contra el fuego del código general de construcción, a menos que la instalación del postensado externo sea únicamente para mejorar la serviciabilidad.

CAPÍTULO 19

CÁSCARAS Y PLACAS PLEGADAS

19.0- Notación

- E_c = módulo de elasticidad del hormigón, MPa (véase la [sección 8.5.1](#)).
- f'_c = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa.
- $\sqrt{f'_c}$ = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa.
- f_y = tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada, MPa.
- h = espesor de la cáscara o de la placa plegada, mm.
- ℓ_d = longitud de desarrollo, mm.
- ϕ = factor de reducción de la resistencia (véase la [sección 9.3](#)).

19.1- Alcance y definiciones

C19.0- Notación

Las unidades de medida se indican en la Notación para ayudar al usuario y no es la intención excluir el correcto uso de otras unidades para los mismos símbolos.

C19.1- Alcance y definiciones

El código y sus comentarios proporcionan información sobre diseño, análisis y construcción de cáscaras delgadas y placas plegadas de hormigón. El proceso si inició en 1964 con la publicación de una guía práctica y comentarios por parte del comité ACI 334, [19.1](#) y continuó con la inclusión del capítulo 19 en el ACI 318-71 y en ediciones posteriores. La revisión del ACI 334 R.1 en 1982 reflejó las nuevas experiencias en el diseño, análisis, construcción, obtenidas después de las publicaciones iniciales, y se ha visto influida por la publicación “Recommendations for Reinforced Concrete Shells and Folded Plates” de la International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) en 1979. [19.2](#)

Puesto que el capítulo 19 se aplica a cáscaras delgadas y placas plegadas de hormigón de todas las formas, no es posible examinar en el comentario de

19.1.1- Las disposiciones del capítulo 19 se deben aplicar a cáscaras delgadas y placas plegadas de hormigón, incluyendo nervaduras y elementos de borde.

19.1.2- Todas las disposiciones de este código que no estén excluidas específicamente y que no estén en conflicto con las disposiciones del capítulo 19, deben aplicarse a cáscaras delgadas.

19.1.3- Cáscaras delgadas- Estructuras espaciales tridimensionales, hechas de una o más losas curvas o placas plegadas, cuyo espesor es pequeño en comparación con sus otras dimensiones. Las cáscaras delgadas se caracterizan por su comportamiento tridimensional frente a la carga, determinado por la geometría de sus formas, por la manera en que están apoyadas y por la naturaleza de la carga aplicada.

19.1.4- Placas plegadas- Una clase especial de estructuras de cáscaras, formadas por losas planas y delgadas unidas a lo largo de sus bordes para crear estructuras espaciales tridimensionales.

manera extensa su diseño, análisis y construcción. Se puede obtener información adicional en las referencias enumeradas para este capítulo, las que se incluyen como ayuda para el diseñador. Estas referencias no forman parte oficial del código. El diseñador es responsable de su interpretación y empleo. Para el buen comportamiento de cáscaras y placas plegadas se requiere de una atención especial al detallar^{19.3}.

C19.1.1- En los informes del Comité ACI-ASCE 334^{19.4} y del Comité ACI 344^{19.5} se puede encontrar un análisis de la aplicación de cáscaras delgadas en estructuras especiales tales como torres de enfriamiento y tanques circulares de hormigón pretensado.

C19.1.3- Los tipos más comunes de cáscaras delgadas son los domos (superficies de revolución),^{19.6},^{19.7} cáscaras cilíndricas^{19.7} bóvedas cilíndricas^{19.8}, conoides^{19.8}, paraboloides elípticos^{19.8}, paraboloides hiperbólicos^{19.9} y bóvedas de aristas^{19.9}.

C19.1.4- Las placas plegadas pueden ser prismáticas, ^{19.7}, ^{19.10}, no prismáticas, ^{19.10} o poliédricas. Los primeros dos tipos generalmente consisten en losas planas delgadas, unidas a lo largo de sus bordes longitudinales para formar estructuras similares a vigas que cubren vanos entre apoyos. Las placas plegadas poliédricas se hacen con losas delgadas planas triangulares y/o poligonales, unidas a lo largo de sus bordes para formar estructuras espaciales tridimensionales.

C19.1.5- Las cáscaras nervadas ^{19.6}, ^{19.11} general-

CÓDIGO

19.1.5- Cáscaras nervadas- Estructuras espaciales con el material colocado principalmente a lo largo de ciertas líneas nervadas preferidas, con el área entre nervaduras cubierta por losas delgadas o un área libre.

19.1.6- Elementos auxiliares- Nervaduras o vigas de borde que sirven para dar rigidez, reforzar y/o apoyar la cáscara. Por lo general, los elementos auxiliares actúan conjuntamente con la cáscara.

19.1.7- Análisis elástico- Análisis de deformaciones y fuerzas internas basado en el equilibrio, la compatibilidad de las deformaciones y en el supuesto de comportamiento elástico, y que representa con aproximación adecuada la acción tridimensional de la cáscara junto con sus elementos auxiliares.

COMENTARIO

mente se han utilizado para vanos mayores, en donde el exclusivo aumento de espesor de la losa curvada llega a ser excesivo o antieconómico. Las cáscaras nervadas también se han empleado debido a las técnicas de construcción usadas y para mejorar el impacto estético de la estructura terminada.

C19.1.6- La mayoría de las cáscaras delgadas requieren nervaduras o vigas de bordes en sus límites, para soportar las fuerzas de contorno de la cáscara, para ayudar a transmitir las a la estructura de apoyo y para acomodar el aumento de la armadura en estas áreas.

C19.1.7- Por análisis elástico de cáscaras delgadas o de placas plegadas se entiende cualquier método de análisis estructural que esté basado en suposiciones que proporcionen aproximaciones adecuadas al comportamiento tridimensional de la estructura. El método debe entregar las fuerzas y desplazamientos internos necesarios en el diseño de la cáscara en sí, de la nervadura o elementos de borde y de la estructura de apoyo. Se debe satisfacer el equilibrio de fuerzas internas y cargas externas, así como la compatibilidad de las deformaciones.

En las referencias mencionadas se describen métodos de análisis elástico basados en la teoría clásica de cáscaras, modelos matemáticos o analíticos simplificados, o soluciones numéricas que emplean elementos finitos,^{19.9} diferencias finitas^{19.6} o técnicas de integración numérica^{19.6}.

La elección del método de análisis y el grado de precisión requerido dependen de ciertos factores críticos. Estos incluyen el tamaño de la estructura, la geometría de la cáscara delgada o de la placa plegada, la manera en que la estructura está apoyada, la naturaleza de la carga aplicada y finalmente, el grado de experiencia personal o documentada con respecto a la confiabilidad de dicho método de análisis en la predicción del comportamiento del tipo específico de cáscara^{19.6} o de placa plegada^{19.10}.

19.1.8- Por análisis inelástico de cáscaras delgadas

CÓDIGO

19.1.8- Análisis inelástico- Análisis de deformaciones y fuerzas internas basado en el equilibrio, relaciones esfuerzo-deformación no lineales para el hormigón y la armadura, la consideración del agrietamiento y de los efectos dependientes del tiempo y la compatibilidad de las deformaciones. El análisis debe representar con aproximación adecuada la acción tridimensional de la cáscara, junto con sus elementos auxiliares.

19.1.9- Análisis experimental- Procedimiento de análisis basado en la medición de deformaciones de la estructura o de su modelo; el análisis experimental se basa ya sea en el comportamiento elástico o en el comportamiento inelástico.

19.2- Análisis y diseño

19.2.1- El comportamiento elástico debe ser una base aceptada para determinar fuerzas internas y desplazamientos en cáscaras delgadas. Se permite establecer este comportamiento mediante cálculos basados en un análisis de la estructura de hormigón no agrietada, en la que se supone que el material es linealmente elástico, homogéneo e isotrópico. Se permite suponer el coeficiente de Poisson del hormigón igual a cero.

19.2.2- Se permite emplear análisis inelásticos cuando se pueda demostrar que estos métodos proporcionan una base segura para el diseño.

COMENTARIO

y placas plegadas se entiende un método refinado de análisis basado en propiedades no lineales específicas del material, comportamiento no lineal debido a agrietamiento del hormigón y efectos dependientes del tiempo, tales como la fluencia lenta, la retracción, la temperatura y la historia de carga. Estos efectos se incorporan para poder identificar la respuesta y la propagación del agrietamiento de la cáscara de hormigón armado a través de sus campos elástico, inelástico y último. Por lo general, dichos análisis requieren de cargas incrementales y procedimientos iterativos para converger en soluciones que satisfagan la compatibilidad tanto de equilibrio como de deformación.^{12.12, 12.13}

C19.2- Análisis y diseño

C19.2.1- En tipos de estructuras de cáscaras en los que la experiencia, los ensayos y los análisis han demostrado que la estructura puede soportar excesos de carga razonables sin sufrir falla frágil, el análisis elástico es un procedimiento generalmente aceptado. El diseñador puede suponer que el hormigón armado es idealmente elástico, homogéneo e isotrópico, con propiedades idénticas en todas direcciones. Debe realizarse un análisis de la cáscara considerando las condiciones de carga de servicio. El análisis de cáscaras de tamaño, forma o complejidad inusuales debería considerar el comportamiento a través del rango elástico, de agrietamiento y en el rango inelástico.

C19.2.2- Varias referencias^{19.12, 19.13} indican posibles métodos de solución.

CÓDIGO

19.2.3- Se deben hacer verificaciones del equilibrio de resistencias internas y cargas externas para asegurar la consistencia de los resultados.

19.2.4- Se permite emplear procedimientos experimentales o análisis numéricos cuando se demuestre que dichos procedimientos proporcionan una base segura para el diseño.

19.2.5- Se permiten los métodos aproximados de análisis cuando se pueda demostrar que dichos métodos proporcionan una base segura para el diseño.

COMENTARIO

C19.2.4- Se ha empleado el análisis experimental de modelos elásticos^{19.14} como sustituto de la solución analítica de una estructura compleja de cáscara. El análisis experimental de modelos de microhormigón armado a través de los rangos elástico, de agrietamiento, inelástico y último, debe considerarse para cáscaras importantes de tamaño, forma, complejidad o importancia inusual.

En el análisis de modelos sólo deben simularse las porciones de la estructura que afecten significativamente los puntos en estudio. Deben hacerse todos los esfuerzos posibles para asegurarse que los experimentos revelen el comportamiento cuantitativo de la estructura prototipo.

Las pruebas en túnel de viento de modelos a escala reducida no necesariamente proporcionan resultados usables, y deberían ser desarrolladas por un experto reconocido en pruebas de modelos estructurales en túneles de viento.

C19.2.5- Se recomienda usar métodos que incluyan efectos tanto de membrana como de flexión y que satisfagan las condiciones de compatibilidad y equilibrio. Pueden emplearse soluciones aproximadas que satisfacen la estática aunque no la compatibilidad de deformaciones, solamente cuando una amplia experiencia haya demostrado que de su empleo han resultado diseños seguros. Dichos métodos incluyen análisis tipo viga para cáscaras cilíndricas y placas plegadas con grandes razones entre la luz y el ancho o el radio de curvatura, el análisis simple de membrana para cáscaras de revolución, así como otros en los que se satisfacen ecuaciones de equilibrio, en tanto, que no se satisfacen las ecuaciones de compatibilidad de deformación.

C19.2.6- Cuando la cáscara es pretensada, el análisis

CÓDIGO

19.2.6- En cáscaras pretensadas el análisis debe considerar también el comportamiento bajo cargas inducidas durante el pretensado, bajo la carga de agrietamiento, y bajo cargas mayoradas. Cuando los cables de pretensado están colocados dentro de la cáscara, el diseño debe tomar en cuenta las componentes de la fuerza sobre la cáscara resultantes de que el perfil del cable no esté situado en un solo plano.

19.2.7- El espesor de una cáscara y su armadura deben estar dimensionados para la resistencia y serviciabilidad requerida, empleando ya sea el método de diseño por resistencia de la [sección 8.1.1](#) o el método alternativo de diseño de la [sección 8.1.2](#).

19.2.8- Debe investigarse la inestabilidad de la cáscara y debe mostrarse en el diseño que ha sido evitada.

COMENTARIO

sis debe comprender su resistencia para cargas mayoradas, así como su suficiencia bajo la carga de servicio, bajo la carga que produce agrietamiento y bajo la carga inducida durante el pretensado. Las fuerzas axiales debidas a cables pretensados curvados pueden no descansar en un plano, por lo que se debe dar la debida consideración a las componentes de la fuerza resultante. Deben tomarse en cuenta los efectos del postesado de elementos de apoyo sobre la cáscara.

C19.2.7- El espesor y la armadura de una cáscara delgada deben estar dimensionadas para satisfacer las disposiciones de resistencia de este código, de manera que resistan las fuerzas internas obtenidas del análisis, el estudio de un modelo experimental o una combinación de ambos. Debería proporcionarse suficiente armadura para controlar y minimizar el agrietamiento bajo cargas de servicio. El espesor de la cáscara es a menudo dictado por la armadura requerida y las exigencias de construcción, por la [sección 19.2.8](#), o por los requisitos de espesor mínimo del código.

C19.2.8- Las cáscaras delgadas, al igual que otras estructuras que experimentan fuerzas de compresión en su plano, están sujetas a pandeo cuando la carga aplicada llega a valores críticos. Debido a la geometría de las cáscaras, el problema de calcular la carga de pandeo es complejo. Cuando una de las fuerzas principales de membrana es de tracción es menos probable que la cáscara se pandee que cuando ambas fuerzas principales de membrana son de compresión. Las clases de fuerza de membrana que se desarrollan en una cáscara dependen de su forma inicial y de la manera en que la cáscara esta apoyada y cargada. En algunos tipos de cáscara se debe tomar en cuenta el comportamiento posterior al pandeo al determinar la seguridad contra la inestabilidad.^{19.2}

La investigación de la estabilidad de cáscaras del-

19.2.9- Los elementos auxiliares deben diseñarse de acuerdo con las disposiciones aplicables de este código. Se permite suponer que una porción de la cáscara igual al ancho del ala, según lo especificado en la [sección 8.10](#), actúa con el elemento auxiliar. En dichas partes de la cáscara la armadura perpendicular al elemento auxiliar debe ser al menos igual a la establecida en la [sección 8.10.5](#) para el ala de una viga T.

19.2.10- El diseño por resistencia de losas cáscaras para esfuerzos de membrana y flexión debe estar basado en la distribución de tensiones y deformaciones determinada a partir de un análisis elástico o inelástico.

gadas debe considerar el efecto de los siguientes factores: (1) Desviación prevista de la geometría de la cáscara ya construida respecto de la geometría perfecta idealizada. (2) Grandes deformaciones. (3) Fluencia lenta y retracción del hormigón. (4) Propiedades inelásticas de los materiales. (5) Agrietamiento del hormigón. (6) Ubicación, cantidad y orientación de la armadura. (7) Posibles deformaciones de los elementos de apoyo.

Entre las medidas prácticas empleadas en el pasado para mejorar notablemente la resistencia al pandeo, se incluye la disposición de dos mallas de armadura- cada una cercana a cada superficie exterior de la cáscara; un aumento local en la curvatura de la cáscara; el empleo de cáscaras nervadas, y el empleo de hormigón con alta resistencia a la tracción y baja fluencia.

En las recomendaciones de la IASS^{19.2} se proporciona un procedimiento práctico para determinar las cargas críticas de pandeo de cáscaras. En las [referencias 19.5 y 19.15](#) se proporcionan algunas recomendaciones para diseño por pandeo de domos empleados en aplicaciones industriales.

C19.2.9- Puede usarse el diseño por resistencia para los elementos auxiliares, aún cuando se haya usado el método alternativo de diseño para la superficie de la cáscara, en la medida que se cumpla con los requisitos de serviciabilidad. Pueden usarse partes de la cáscara como alas de marcos longitudinales o transversales o marcos-arco y vigas.

C19.2.10- Las tensiones y deformaciones unitarias en la losa de la cáscara son aquellas determinadas por análisis (elástico o inelástico) multiplicadas por los factores de carga apropiados. Debido a los efectos negativos del agrietamiento de la membrana, debería limitarse las deformaciones unitarias de tracción calculadas en la armadura para las cargas mayores.

CÓDIGO

19.2.11- En una región en la cual se ha previsto agrietamiento en la membrana, la resistencia nominal a compresión en la dirección paralela a las grietas debe tomarse como $0.4f'_c$.

19.3- Resistencia de diseño de los materiales

19.3.1- La resistencia especificada a la compresión del hormigón f'_c a 28 días no debe ser menor de 20 MPa.

19.3.2- La tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada f_y no debe exceder de 420 MPa.

19.4- Armadura de la cáscara

19.4.1- La armadura de la cáscara se debe proporcionar para resistir las tensiones de tracción provocadas por las fuerzas internas de la membrana, para resistir la tracción producida por los momentos de flexión y de torsión, para controlar el agrietamiento por retracción y temperatura y para actuar como armadura especial en los bordes de la cáscara, en los puntos de aplicación de la carga y en las aberturas de la cáscara.

19.4.2- La armadura por tracción debe disponerse en dos o más direcciones y debe proporcionarse de manera tal que su resistencia en cualquier dirección iguale o exceda a la componente de esfuerzos internos en esa dirección.

COMENTARIO

C19.2.11- Cuando el esfuerzo principal de tracción produce agrietamiento en la membrana de la cáscara, los experimentos indican que se reduce la resistencia a compresión alcanzable en la dirección paralela o la grieta^{19.16, 19.17}. En el caso del método alternativo de diseño del Apéndice A, la resistencia a compresión f'_c paralela a las grietas debería reemplazarse por $0.4f'_c$ en los cálculos que envuelvan a las [secciones A.3.1\(a\)](#) o [A.6.1](#).

C19.4- Armadura de la cáscara

C19.4.1- En cualquier punto de una cáscara pueden darse simultáneamente dos clases diferentes de esfuerzos internos: los asociados con la acción de membrana y los asociados con la flexión de la cáscara. Se supone que los esfuerzos de membrana actúan en el plano tangencial a mitad de la distancia entre las superficies de la cáscara y son los dos esfuerzos axiales y los cortes en la membrana. Los efectos de flexión comprenden momentos de flexión, momentos de torsión, y los cortes transversales asociados. El control del agrietamiento de la membrana debido a retracción, temperatura y cargas de servicio constituye una consideración importante en el diseño.

C19.4.2- El requisito de asegurar la resistencia en cualquier dirección se basa en consideraciones de seguridad. Cualquier método que asegure una resistencia suficiente consistente con el equilibrio se considera aceptable. La dirección del esfuerzo principal de tracción en la membrana en cualquier punto puede variar

CÓDIGO

Alternativamente, la armadura para los esfuerzos de membrana en la losa debe calcularse como la armadura requerida para resistir las fuerzas de tracción axial más las fuerzas de tracción debidas al corte por fricción necesaria para transferir el corte a través de cualquier sección transversal de la membrana. El coeficiente de fricción supuesto no debe exceder 1.0λ , donde $\lambda = 1.0$ para hormigón de peso normal, 0.85 para hormigón liviano con arena de peso normal, y 0.75 para hormigón liviano en todos sus componentes. Se permite la interpolación lineal cuando se usa remplazo parcial de arena.

19.4.3- El área de armadura de la cáscara en cualquier sección, medida en dos direcciones ortogonales, no debe ser menor que la armadura de losa por retracción o temperatura requerida por la [sección 7.12](#).

COMENTARIO

dependiendo de la dirección, magnitudes, y combinaciones de las diversas cargas aplicadas.

La magnitud de los esfuerzos internos de la membrana, actuando en cualquier punto y debidos a un sistema de cargas específico, se calcula generalmente sobre la base de una teoría elástica en la cual la cáscara se supone no agrietada. El cálculo de la cantidad de armadura requerida para resistir los esfuerzos internos de la membrana se ha basado tradicionalmente en el supuesto de que el hormigón no resiste tracciones. Las deformaciones asociadas, y la posibilidad de agrietamiento, deberían ser investigadas en la etapa de servicioabilidad del diseño. Lograr los resultados deseados, puede requerir de un diseño por tensiones admisibles para la selección del acero.

Cuando la armadura no se coloca en la dirección de los esfuerzos principales de tracción y cuando las grietas a nivel de las cargas de servicio no sean aceptables, el cálculo de la armadura puede tener que basarse en un enfoque más refinado^{19.16,19.18,19.19} que considere la existencia de las grietas. En el estado agrietado, se supone que el hormigón no es capaz de resistir tracción ni corte. De esta forma, el equilibrio se obtiene por medio de las fuerzas resistentes de tracción en la armadura y de compresión en el hormigón.

El método alternativo para calcular la armadura ortogonal es el método de corte por fricción. Este se basa en el supuesto de que la integridad al corte de una cáscara debería mantenerse para las cargas mayores. No es necesario calcular las tensiones principales si se usa el enfoque alternativo.

C19.4.3- Debe proporcionarse armadura mínima a la membrana, correspondiente a la armadura por retracción y temperatura de losas, al menos en dos direcciones aproximadamente ortogonales, aunque las fuerzas calculadas en la membrana sean de compresión en una o más direcciones.

CÓDIGO

19.4.4- La armadura por corte y momento flector alrededor de ejes en el plano de la losa cáscara, deben calcularse de acuerdo con los [capítulos 10, 11 y 13](#).

19.4.5- El área de armadura por tracción de la cáscara debe ser limitada de manera que la armadura debe fluir antes de que tenga lugar el aplastamiento del hormigón en compresión o el pandeo de la cáscara.

19.4.6- En regiones de gran tracción, la armadura debe colocarse, cuando resulte práctico, en las direcciones generales de las fuerzas principales de tracción de membrana. Cuando esta medida no resulte práctica, se permite colocar la armadura de membrana en dos o más direcciones componentes.

19.4.7- Si la dirección de la armadura varía más de 10° de la dirección de la fuerza principal de tracción de membrana, debe revisarse la cantidad de armadura respecto al agrietamiento a nivel de carga de servicio.

COMENTARIO

C19.4.5- El requisito de que en cualquier lugar la armadura de tracción fluya antes de que el hormigón se rompa es consistente con la [sección 10.3.3](#). Dicha rotura puede de todas formas ocurrir en regiones cerca de los apoyos y en algunas cáscaras cuando los esfuerzos principales en la membrana son aproximadamente iguales pero de signo opuesto.

C19.4.6- Generalmente, en todas las cáscaras, y particularmente en regiones de tracciones sustanciales, las orientaciones de la armadura debieran aproximarse a las de los esfuerzos principales de tracción de la membrana. No obstante, en algunas estructuras no siempre es posible o práctico que la armadura siga las trayectorias de esfuerzo. En dichos casos, se permite la armadura en las componentes ortogonales.

C19.4.7- Cuando las direcciones de la armadura se desvían significativamente (más de 10 grados) de las direcciones de los esfuerzos principales de la membrana, deben producirse deformaciones más elevadas para desarrollar la capacidad de la armadura. Esto puede dar lugar al desarrollo de grietas de un ancho inaceptable. Si es necesario, se debe estimar y controlar el ancho de la grieta.

En el informe del Comité ACI 224^{19.20} se proporcionan los anchos permisibles de grieta para carga de servicio bajo diferentes condiciones ambientales. El ancho de grieta puede limitarse incrementando la cantidad de armadura empleada, reduciendo el esfuerzo a nivel de carga de servicio, proporcionando armadura en tres o más direcciones en el plano de la cáscara o empleando un espaciamiento más cercano de barras de menor diámetro.

C19.4.8- La práctica de concentrar armadura de

CÓDIGO

19.4.8- Cuando la magnitud del esfuerzo principal de tracción de membrana dentro de la cáscara varía significativamente sobre el área de la superficie de la cáscara, se permite concentrar la armadura que resiste la tracción total en las regiones de mayor esfuerzo de tracción, cuando se pueda demostrar que esto proporciona una base segura para el diseño. Sin embargo, la cuantía de armadura de la cáscara en cualquier porción de la zona de tracción no debe ser menor de 0.0035, basada en el espesor total de la cáscara.

19.4.9- La armadura requerida para resistir momentos de flexión de la cáscara debe estar dimensionada con la debida consideración a la acción simultánea de las fuerzas axiales de membrana en el mismo sitio. Cuando se requiere armadura de cáscara sólo en una cara para resistir los momentos de flexión, se deben colocar cantidades iguales cerca de ambas superficies de la cáscara, aunque el análisis no indique reversión de los momentos de flexión.

19.4.10- La armadura de la cáscara en cualquier dirección no debe espaciarse a más de 500 mm, ni 5 veces el espesor de la cáscara. Cuando el esfuerzo principal de tracción de membrana sobre el área total de hormigón, debido a cargas mayoradas, excede de $\phi\sqrt{f'_c}/3$, la armadura no debe espaciarse a más de 3 veces el espesor de la cáscara.

19.4.11- La armadura de la cáscara en la unión de esta con los elementos de apoyo o los elementos de borde se debe anclar o extender a través de dichos elementos de acuerdo con los requisitos del capítulo 12, excepto que la longitud de desarrollo mínima debe ser $1.2\ell_d$, pero no menor de 500 mm.

COMENTARIO

tracción en regiones de máximo esfuerzo de tracción ha conducido a muchos diseños exitosos y económicos, principalmente para placas plegadas alargadas, cáscaras cilíndricas alargadas y domos. El requisito de proveer armadura mínima en el resto de la zona de tracción tiene el propósito de controlar el ancho y espaciamiento del agrietamiento.

C19.4.9- El método de diseño debería asegurar que las secciones de hormigón, incluyendo consideraciones sobre la armadura, son capaces de desarrollar los esfuerzos internos requeridos para asegurar que se satisfacen las ecuaciones de equilibrio^{19,21}. El signo de los momentos de flexión puede cambiar rápidamente de uno a otro punto de la cáscara. Por esta razón, la armadura de flexión, cuando se requiera, se debe colocar cerca de ambas superficies externas de la cáscara. En muchos casos, el espesor requerido para proporcionar recubrimiento y espaciamiento apropiados para las múltiples capas de armadura puede controlar el diseño del espesor de la cáscara.

C19.4.10- El valor de ϕ que se debe emplear es el establecido en la [sección 9.3.2.2](#) (a) para tracción axial.

C19.4.11 y C19.4.12- En superficies curvas de cáscaras es difícil controlar el alineamiento de la armadura precortada. Esto se debe tomar en cuenta para evitar longitudes de traslape y de desarrollo insuficientes. En las [secciones 19.4.11 y 19.4.12](#) se especifican longitudes adicionales de armadura para mantener las longitudes mínimas en las superficies curvas.

19.4.12- Las longitudes de desarrollo de los empalmes de la armadura de la cáscara deben regirse por las disposiciones del capítulo 12, excepto que la longitud mínima de traslape de barras en tracción debe ser 1.2 veces el valor requerido en el capítulo 12, pero no menor de 500 mm. El número de empalmes en la armadura principal de tracción debe mantenerse en un mínimo práctico. Donde los empalmes sean necesarios, se deben escalonar al menos ℓ_d , con no más de un tercio de la armadura traslapada en cualquier sección.

19.5- Construcción

19.5.1- Cuando el retiro del moldaje se basa en un módulo de elasticidad del hormigón específico, debido a consideraciones de estabilidad o deformación, el valor del módulo de elasticidad E_c se debe determinar mediante ensayos de flexión de viguetas curadas en obra. El ingeniero estructural debe especificar el número de probetas, las dimensiones de las viguetas y los procedimientos de ensayo.

19.5.2- El ingeniero estructural debe especificar las tolerancias para la forma de la cáscara. Cuando la construcción tenga desviaciones de la forma mayores que las tolerancias especificadas, se debe hacer un análisis del efecto de las desviaciones y se debe tomar las medidas correctivas necesarias para asegurar un comportamiento seguro.

C19.5- Construcción

C19.5.1- Cuando es necesario un desmolde temprano, se debe investigar el valor del módulo de elasticidad en el momento del desmolde propuesto para poder dar seguridad a la cáscara respecto al pandeo y para restringir deformaciones^{19.3, 19.22}. El valor del módulo de elasticidad E_c se debe obtener a partir de un ensayo de flexión de probetas curadas en obra. No es suficiente determinar el módulo mediante la fórmula de la [sección 8.5.1](#), aun si f'_c se determina para probetas curadas en obra.

C19.5.2- En algunos tipos de cáscaras, las pequeñas desviaciones locales de la geometría teórica pueden causar cambios relativamente grandes en esfuerzos locales y en la seguridad general contra la inestabilidad. Estos cambios pueden dar como resultado agrietamiento y fluencia locales que pueden hacer insegura la estructura o que pueden afectar significativamente la carga crítica, con lo que se produce inestabilidad. A la mayor brevedad posible se debe evaluar el efecto de tales desviaciones y tomar las medidas necesarias. Se requiere de una atención especial cuando se usan sistemas de moldes inflados.^{19.23}

20.0- Notación

D	= Carga permanente o los momentos y esfuerzos internos correspondientes
f'_c	= Resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa
h	= Espesor total del elemento, mm
L	= Sobrecargas o los momentos y esfuerzos internos correspondientes
ℓ_t	= Luz del elemento sometido a la prueba de carga, mm (La luz menor en sistemas de losas en dos direcciones). La luz es la menor entre (a) la distancia entre el eje de los apoyos, y (b) la distancia libre entre los apoyos más el espesor h del elemento. En la Ec. (20-1) la luz de un voladizo debe tomarse como el doble de la distancia entre el apoyo y el extremo del voladizo, mm.
Δ_{\max}	= Deformación máxima medida, mm. Véase la Ec. (20-1)
$\Delta_{r \max}$	= Deformación residual medida, mm. Véase la Ec. (20-2) y (20-3)
$\Delta_{f \max}$	= Deformación máxima medida durante la segunda prueba, relativa a la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba, mm. Véase la Ec. (20-3)

20.1- Evaluación de la resistencia - Generalidades

20.1.1- Si existen dudas respecto a que una parte o toda una estructura cumpla los requisitos de seguridad de este código, debe realizarse una evaluación de resistencia de acuerdo a lo requerido por el ingeniero estructural o la autoridad pública.

C20.0- Notación

Las unidades de medida se indican en la Notación para ayudar al usuario y no es la intención excluir el correcto uso de otras unidades para los mismos símbolos.

C20.1- Evaluación de la resistencia - Generalidades

El capítulo 20 no cubre las pruebas de carga para la aprobación de nuevos diseños o métodos constructivos. (Véase en la [sección 16.10](#) las recomendaciones para la evaluación de la resistencia de elementos prefabricados de hormigón). Las disposiciones del capítulo 20 se pueden usar para evaluar

cuándo una estructura o una porción de ella satisface los requisitos de seguridad de este código. Puede requerirse una evaluación de la resistencia si se considera que la calidad de los materiales es deficiente, si existen evidencias de fallas de construcción, si la estructura se ha deteriorado, si un edificio será usado para una nueva función, o si, por cualquier razón, una estructura o parte de ella no parece satisfacer los requisitos de este código. En dichos casos, el capítulo 20 proporciona una guía para investigar la seguridad de la estructura.

Si las inquietudes respecto a la seguridad se relacionan con un ensamble de elementos o con una estructura completa, no es factible probar cada elemento y sección al máximo para la intensidad de carga aplicada. En dichos casos, es apropiado que se desarrolle un programa de investigación dirigido hacia las inquietudes específicas sobre la seguridad. Si como parte del proceso de evaluación de la resistencia se indica una prueba de carga, es conveniente para todas las partes envueltas el llegar a un acuerdo sobre la zona a probar, la magnitud de la carga, el procedimiento de la prueba de carga, y los criterios de aceptación antes de realizar la prueba de carga.

20.1.2- Si los efectos de una deficiencia en la resistencia son bien comprendidos y es posible medir las dimensiones y propiedades de material requeridas para el análisis, es suficiente una evaluación analítica de la resistencia basada en dichas mediciones. Los datos necesarios deben determinarse de acuerdo con la [sección 20.2](#).

C20.1.2- En la práctica del diseño de edificios de hormigón armado, se supone normalmente que las consideraciones de resistencia relacionadas con las cargas axiales, cargas de flexión, y cargas axiales y de flexión combinadas se comprenden bien. Existen teorías confiables que relacionan, en términos de datos dimensionales y de materiales de la estructura, la resistencia y las deformaciones de corto plazo producto de la carga.

Si se decide determinar la resistencia de la estructura por análisis, los cálculos deben estar basados en datos obtenidos de las dimensiones reales de la estructura, de las propiedades de los materiales co-

20.1.3- En el caso que los efectos de una deficiencia en la resistencia no sean bien comprendidos o no sea posible establecer las dimensiones y propiedades necesarias del material a través de mediciones, se requiere una prueba de carga en el caso que la estructura se vaya a mantener en servicio.

20.1.4- Si la duda respecto a una parte o a toda una estructura involucra al deterioro, y si la respuesta observada durante la prueba de carga satisface los criterios de aceptación, se permite que la estructura o parte de ella se mantenga en servicio por un período de tiempo especificado. Si el ingeniero lo considera necesario, deben realizarse reevaluaciones periódicas.

locados, y en todos los detalles pertinentes. Los requisitos para la recolección de datos se dan en la [sección 20.2](#).

C20.1.3- Si la resistencia al corte o a la adherencia de un elemento es crítica respecto a la inquietud expresada sobre la seguridad de la estructura, un ensayo físico puede ser la solución más eficiente para eliminar o confirmar la duda. Un ensayo físico también puede ser apropiado si no es posible o practicable el determinar las propiedades dimensionales y de materiales requeridas para el análisis, aún si la causa de la inquietud se refiere a las cargas de flexión o axiales.

Siempre que sea posible y apropiado, es deseable apoyar con el análisis los resultados de la prueba de carga

C20.1.4- En estructuras deterioradas, la aceptación producto de la prueba de carga no debe suponerse como exenta de limitaciones en términos de tiempo. En dichos casos, es útil un programa de inspección periódica. Un programa que involucre ensayos físicos y una inspección periódica puede justificar un período de servicio más largo. Otra opción para mantener la estructura en servicio, mientras continúa el programa de inspección periódica, es limitar la sobrecarga a un nivel determinado como apropiado.

La longitud del período de tiempo especificado debiera estar basado en consideraciones sobre (a) la naturaleza del problema, (b) los efectos ambientales y de carga, (c) la historia de servicio de la estructura, y (d) alcance del programa de inspección periódica. Al finalizar el período de tiempo especificado, se requieren evaluaciones adicionales de la resistencia en el caso de que la estructura vaya a seguir en servicio.

CÓDIGO

COMENTARIO

Con el acuerdo de todas las partes involucradas, pueden establecerse procedimientos especiales para los ensayos periódicos, que no necesariamente se ajusten a los criterios de carga y aceptación del capítulo 20.

20.2- Determinación de las dimensiones y propiedades requeridas del material

C20.2- Determinación de las dimensiones y propiedades requeridas del material

Esta sección se aplica cuando se ha decidido realizar una evaluación analítica (20.1.2).

20.2.1- Deben establecerse las dimensiones de los elementos en las secciones críticas

C20.2.1- Las secciones críticas son aquellas en las cuales cada tipo de tensión calculada para la carga en cuestión alcanza su máximo valor.

20.2.2- La ubicación y tamaño de las barras de armadura, mallas de alambre electrosoldado o cables deben determinarse a través de mediciones. Se permite basar la ubicación de la armadura en los planos disponibles si se realizan verificaciones puntuales para confirmar la información de los planos.

C20.2.2- En elementos individuales, debe determinarse para las secciones críticas la cantidad, tamaño, disposición y ubicación de la armadura y/o cables diseñados para resistir la carga aplicada. Son aceptables los métodos de investigación no destructivos. En grandes estructuras, puede ser suficiente determinar estos datos para un cinco por ciento de la armadura o cables en las regiones críticas, siempre que las mediciones confirmen los datos proporcionados en los planos de construcción.

20.2.3- Si se requiere, la resistencia del hormigón debe basarse en resultados de ensayos de probetas o ensayos de testigos tomados desde la parte de la estructura cuya resistencia está en duda. Las resistencias del hormigón deben determinarse como se especifica en la [sección 5.6.4](#).

C20.2.3- El número de ensayos puede depender del tamaño de la estructura y de la sensibilidad de la seguridad estructural a la resistencia del hormigón para el problema dado. En casos donde el problema potencial involucre solamente la flexión, la investigación de la resistencia del hormigón puede ser mínima en una sección armada ligeramente. ($\rho f_y / f'_c < 0.15$ para una sección rectangular).

20.2.4- Si se requiere, la resistencia de la armadura o de los cables debe basarse en ensayos de tracción de nuestras representativas del material de la estructura en cuestión.

C20.2.4- El número de ensayos requeridos depende de la uniformidad del material, y puede ser mejor determinado por el ingeniero para la aplicación específica de que se trate.

CÓDIGO

20.2.5- Si las dimensiones y propiedades requeridas del material se determinan a través de mediciones o ensayos, y si los cálculos se pueden realizar de acuerdo con la [sección 20.1.2](#), se permite incrementar el factor de reducción de resistencias de la [sección 9.3](#), pero este factor de reducción de la resistencia no debe ser mayor a:

Flexión, sin carga axial 1.0

Tracción axial y tracción axial con flexión 1.0

Compresión axial, y compresión axial con flexión:
Elementos con zuncho que cumplan
con la [sección 10.9.3](#) 0.9
Otros elementos 0.85

Corte y/o torsión 0.9

Aplastamiento del hormigón 0.85

20.3- Procedimiento para la prueba de carga

20.3.1- Patrón de carga

El número y el patrón de vanos o losas cargadas debe seleccionarse para maximizar las deformaciones y tensiones en las zonas críticas de los elementos estructurales cuya resistencia esté en duda. Debe usarse más de un patrón de carga si un patrón único no produce simultáneamente valores máximos de los efectos (tal como deformación, rotaciones o tensiones) necesarios para demostrar la idoneidad de la estructura.

20.3.2- Intensidad de la carga

La carga total de la prueba (incluyendo la carga permanente ya presente) no debe ser menor que **0.85 (1.4D + 1.7L)**. Se permite reducir **L** de acuerdo con las exigencias de la Ordenanza General de Construcción o norma aplicable.

COMENTARIO

C20.2.5- Los factores de reducción de la resistencia dados en la sección 20.2.5 son mayores que aquellos especificados en el [capítulo 9](#). Estos valores incrementados se justifican por el uso de propiedades más exactas para los materiales, obtenidas en terreno, de las dimensiones reales y métodos de análisis bien comprendidos.

C20.3- Procedimiento para la prueba de carga

C20.3.1- Patrón de carga

Es importante aplicar la carga en lugares en los cuales el efecto de ella sobre el defecto supuesto sea máximo y la probabilidad de que los elementos no cargados tomen parte de la carga aplicada sea mínima. En los casos cuando el análisis muestre que los elementos adyacentes no cargados ayudan a soportar algo de la carga, la carga debe colocarse para desarrollar efectos consistentes con la intención del factor de carga.

C20.3.2- Intensidad de la carga

La intensidad requerida de la carga proviene de la práctica previa. La sobrecarga **L** puede reducirse según lo permita la Ordenanza General de Construcción o la Norma que rijas las consideraciones de seguridad de la estructura. La sobrecarga debiera incrementarse para compensar la resistencia pro-

CÓDIGO

COMENTARIO

20.3.3- Una prueba de carga no debe realizarse hasta que la porción de la estructura que se someterá a la carga tenga al menos 56 días. Se permite realizar las pruebas a una edad menor si el propietario de la estructura, el constructor, y todas las partes involucradas así lo acuerdan.

porcionada por los sectores no cargados de la estructura en cuestión. El incremento de la sobrecarga se determina a partir del análisis de las condiciones de carga en relación con los criterios de aceptación y rechazo seleccionados para la prueba.

20.4- Criterio de carga

C20.4- Criterio de carga

20.4.1- Debe obtenerse el valor inicial de todas las mediciones de la respuesta que sean pertinentes (tales como deformación, rotación, deformación unitaria, deslizamiento, ancho de grieta) no más de una hora antes de la aplicación del primer incremento de carga. Las mediciones deben realizarse en ubicaciones donde se espere la respuesta máxima. Deben realizarse mediciones adicionales si así se requiere.

20.4.2- La carga de prueba debe aplicarse en no menos de cuatro incrementos aproximadamente iguales.

20.4.2- Es recomendable inspeccionar la estructura antes de cada incremento de carga.

20.4.3- La carga uniforme de prueba debe aplicarse de manera que se asegure su distribución uniforme a la estructura o parte de la estructura que está siendo ensayada. Debe evitarse el efecto arco en la carga aplicada.

C20.4.3- El “efecto arco” se refiere a la tendencia de la carga a transmitirse no uniformemente a los elementos ensayados a flexión. Por ejemplo, si una losa es cargada con un patrón uniforme de ladrillos en contacto entre ellos, el “efecto arco” produciría una reducción de la carga sobre la losa cerca del centro de ella.

20.4.4- Debe realizarse un conjunto de mediciones de la respuesta después de que se aplica cada incremento de carga, y después de que se ha aplicado el total de la carga sobre la estructura por al menos 24 hrs.

20.4.5- Debe removerse toda la carga de prueba inmediatamente después que se han realizado todas las mediciones de la respuesta definidas en la [sección 20.4.4](#).

20.4.6- Debe realizarse un conjunto final de mediciones de la respuesta 24 hrs. después que se ha removido la carga de prueba.

20.5- Criterios de aceptación

20.5.1- La porción de la estructura ensayada no debe mostrar evidencias de falla. El descascaramiento y aplastamiento del hormigón comprimido debe considerarse como una indicación de falla.

C20.5- Criterios de aceptación

C20.5.1- Un criterio general de aceptación para el comportamiento de una estructura en la prueba de carga es que ella no debe mostrar “evidencias de falla”. La evidencia de falla incluye agrietamiento, descascaramientos y/o deformación, de tal magnitud y extensión que el resultado observado sea evidentemente excesivo e incompatible con los requisitos de seguridad de la estructura. No se pueden desarrollar reglas simples, aplicables a todos los tipos de estructuras y condiciones. Si se ha producido un daño suficiente como para considerar que la estructura ha fallado esa prueba, no se permite el volver a realizar la prueba debido a que se considera que los elementos dañados no se deben poner en servicio, ni aún con menores cargas.

Los desconches o descascaramientos locales del hormigón en compresión en elementos a flexión, debidos a imperfecciones de moldeo, no indican necesariamente un deterioro estructural global. Los anchos de grieta son buenos indicadores del estado de la estructura y debieran ser observados para ayudar a determinar si el estado de la estructura es satisfactorio. Sin embargo, no es probable que en condiciones de terreno se pueda lograr una predicción o medición exacta del ancho de grieta en elementos de hormigón armado. Es aconsejable establecer los criterios antes de la prueba, relativos a los tipos de grietas previstos, a donde se medirán

20.5.2- Las deformaciones máximas medidas deben satisfacer una de las siguientes condiciones:

$$\Delta_{\max} \leq \frac{\ell_t^2}{20\,000h} \quad (20-1)$$

$$\Delta_{r\max} \leq \frac{\Delta_{\max}}{4} \quad (20-2)$$

Si el máximo medido y las deformaciones residuales no satisfacen las ecuaciones (20-1) ó (20-2), se permite repetir la prueba de carga.

La repetición de la prueba no debe realizarse antes de 72 hrs. desde la remoción de la carga correspondiente a la primera prueba. La porción de la estructura ensayada en la repetición de la prueba debe considerarse aceptable si la recuperación de la deformación satisface la condición:

$$\Delta_{r\max} \leq \frac{\Delta_{f\max}}{5} \quad (20-3)$$

Donde $\Delta_{f\max}$ es la deformación máxima medida durante la segunda prueba, relativa a la posición de la estructura al iniciar la segunda prueba.

20.5.3- Los elementos estructurales ensayados no deben tener grietas que indiquen la inminencia de una falla por corte.

las grietas, como se medirán las grietas, y para establecer límites o criterios aproximados para evaluar nuevas grietas o límites para los cambios en el ancho de grieta.

C20.5.2- Los límites especificados para la deformación y la opción de repetir la prueba continúan con la práctica previa. Si la estructura no muestra evidencia de falla, se usa la “recuperación de la deformación” después de remover las cargas de prueba para determinar si la resistencia de la estructura es satisfactoria. En el caso de estructuras muy rígidas, sin embargo, los errores en las mediciones realizadas en terreno pueden ser del mismo orden que las deformaciones reales y que la recuperación. Para evitar penalizar a una estructura satisfactoria en esos casos, se omiten las mediciones de recuperación si la deformación máxima es menor que $\ell_t^2 / (20\,000h)$. La deformación residual $\Delta_{r\max}$ es la diferencia entre las deformaciones inicial y final (después de la remoción de la carga) para la primera prueba de carga o su repetición.

C20.5.3- Las fuerzas se transmiten a través del plano de una grieta de corte por una combinación entre la trabazón del árido en la interfase de la grieta, mejorada por la acción de abrazadera de los estribos transversales y por la acción de conector de corte de los estribos que cruzan la grieta. A medida que la longitud de la grieta se agranda, hasta aproximarse a una longitud horizontal proyectada igual a la altura del elemento, y simultáneamente de ensancha a tal punto que se pierde la trabazón del agregado, y a medida que los estribos transversales, si existen, comienzan a fluir o presentan una pérdida

20.5.4- En las zonas de elementos estructurales que no cuenten con armadura transversal, la aparición de grietas estructurales inclinadas respecto al eje longitudinal y que tengan una proyección horizontal mayor que la altura del elemento en el punto medio de la grieta debe ser evaluada.

20.5.5- En zonas de anclaje o traslapes, la aparición a lo largo de la línea de armadura de una serie de grietas cortas inclinadas o de grietas horizontales debe ser investigada.

20.6- Disposiciones para la aceptación de cargas de servicio menores

Si la estructura no satisface las condiciones o criterios de las [secciones 20.1.2, 20.5.2 ó 20.5.3](#), se permite utilizar la estructura para un nivel menor de cargas, sobre la base de los resultados de la prueba de carga o del análisis, siempre que lo apruebe la autoridad pública.

20.7- Seguridad

20.7.1- Las pruebas de carga deben efectuarse de tal forma que existan condiciones seguras para la vida y para la estructura durante la prueba.

20.7.2- Ninguna medida de seguridad debe interferir en los procedimientos de la prueba de carga ni afectar los resultados.

de anclaje como para amenazar su integridad, se asume que el elemento se aproxima a una falla inminente por corte.

C20.5.4- La intención de la sección 20.5.4 es asegurarse que el profesional encargado de la prueba prestará atención a las implicaciones estructurales de las grietas inclinadas que se observen, las que pueden llevar a un colapso frágil en elementos sin armadura transversal.

C20.5.5- El agrietamiento a lo largo del eje de la armadura en las zonas de anclaje puede estar relacionado con las altas tensiones asociadas a la transferencia de esfuerzos entre la armadura y el hormigón. Estas grietas pueden ser una indicación de una potencial falla frágil del elemento. Es importante evaluar sus causas y consecuencias.

C20.6- Disposiciones para la aceptación de cargas de servicio menores

Excepto en el caso de elementos que sometidos a la prueba de carga que han fallado durante la prueba (Véase la [sección 20.5](#)), la Autoridad Pública puede permitir el uso de una estructura o elemento para un nivel menor de cargas si juzga, sobre la base de los resultados de la prueba, que es seguro y apropiado.

21.0- Notación

- A_{ch} = área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores de la armadura transversal, mm^2
- A_{cp} = área de la sección de hormigón, resistente al corte, de un machón individual o segmento horizontal de muro, mm^2
- A_{cv} = área bruta de la sección de hormigón limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de corte considerada, mm^2
- A_g = área bruta de la sección, mm^2
- A_j = área efectiva de la sección transversal dentro de un nudo, véase la [sección 21.5.3.1](#), en un plano paralelo al plano de la armadura que genera corte en el nudo, mm^2 . La profundidad del nudo debe ser la profundidad total de la columna. Cuando una viga se empotra dentro de un apoyo de mayor ancho, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor valor de:
- (a) el ancho de la viga más la profundidad del nudo.
 - (b) dos veces la distancia perpendicular más pequeña desde el eje longitudinal de la viga hasta el borde de la columna. Ver la [sección 21.5.3.1](#).
- A_{sh} = área total de armadura transversal (incluyendo trabas) dentro del espaciamiento s y perpendicular a la dimensión h_c , mm^2 .
- A_{vd} = área total de armadura en cada grupo de barras diagonales en una viga de acoplamiento armada diagonalmente, mm^2 .
- b = ancho efectivo del ala comprimida de un elemento estructural, mm .
- b_w = ancho del alma o diámetro de la sección circular, mm .
- c = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro, ver la [sección 10.2.7](#), calcu-

C21.0- Notación

Las unidades de medida se indican en la Notación para ayudar al usuario y no es la intención excluir el correcto uso de otras unidades para los mismos símbolos.

lada para la carga axial mayorada y la resistencia nominal a flexión, consistente con el desplazamiento de diseño δ_u , que produzca la mayor profundidad de eje neutro, mm.

d = altura útil de la sección, mm.

d_b = diámetro de la barra, mm.

E = efectos de carga producidos por el sismo o los esfuerzos internos correspondientes.

f'_c = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa.

$\sqrt{f'_c}$ = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa.

f_y = tensión de fluencia especificada de la armadura, MPa.

f_{yh} = tensión de fluencia especificada de la armadura transversal, MPa.

h_c = dimensión transversal del núcleo de la columna medida centro a centro de la armadura de confinamiento, mm.

h_w = altura del muro completo o del segmento de muro considerado, mm.

h_x = espaciamiento máximo horizontal de cercos o ramas de amarras en todas las caras de la columna, mm.

ℓ_d = longitud de desarrollo de una barra recta, mm.

ℓ_{dh} = longitud de desarrollo de una barra con gancho estándar, como se define en la [ecuación \(21-6\)](#), mm.

ℓ_n = luz libre medida entre las caras de los apoyos, mm.

ℓ_o = longitud mínima, medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del elemento estructural, a lo largo de la cual debe proporcionarse armadura transversal, mm.

ℓ_w = longitud del muro completo o del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de corte, mm.

M_c = momento en la cara del nudo, correspondiente a la resistencia nominal a flexión de la columna que llega a dicho nudo, calculada para la carga axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que produce la menor resistencia a flexión, Nmm.

Ver la [sección 21.4.2.2](#)

M_g	=	momento en la cara del nudo, correspondiente a la resistencia nominal de la viga que llega a dicho nudo incluyendo la losa cuando está en tracción, Nmm. Ver la sección 21.4.2.2
M_{pr}	=	momento de flexión resistente probable de los elementos, con o sin carga axial, determinado usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo una resistencia a la tracción de las barras longitudinales de al menos $1.25 f_y$ y un factor de reducción de la resistencia ϕ de 1.0. Nmm.
M_s	=	fracción del momento de la losa equilibrado por el momento en el apoyo, Nmm.
M_u	=	momento mayorado en la sección, Nmm.
s	=	espaciamiento de la armadura transversal medido a lo largo del eje longitudinal del elemento estructural, mm.
s_o	=	espaciamiento máximo de la armadura transversal, mm.
s_x	=	espaciamiento longitudinal de la armadura transversal dentro de la longitud, ℓ_o , mm.
V_c	=	resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón, N.
V_e	=	fuerza de corte de diseño determinada a partir de la sección 21.3.4.1 ó 21.4.5.1 , N.
V_n	=	resistencia nominal al corte, N.
V_u	=	fuerza de corte mayorada en la sección, N.
α	=	ángulo entre la armadura diagonal y el eje longitudinal de una viga de acoplamiento armada diagonalmente.
α_c	=	coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del hormigón a la resistencia del muro. Véase la ecuación (21-7)
δ_u	=	desplazamiento de diseño, mm.
ρ	=	cuantía de armadura de tracción no pretensada
	=	A_s/bd
ρ_g	=	razón entre el área total de armadura y la sección transversal de la columna
ρ_n	=	razón entre el área de armadura distribuida paralela al plano A_{cv} y el área bruta de hormigón perpendicular a dicha armadura.

- ρ_s = razón entre el volumen del zuncho y el volumen del núcleo confinado por el zuncho (medido entre bordes exteriores del zuncho)
- ρ_v = razón entre el área de armadura distribuida perpendicular al plano A_{cv} y el área bruta de hormigón A_{cv}
- ϕ = factor de reducción de resistencia

21.1- Definiciones

Cargas y fuerzas mayoradas- Cargas y fuerzas, modificadas por los factores de la [sección 9.2](#).

Cerco- Un cerco es una amarra cerrada o una amarra continua. Una amarra cerrada puede estar constituida por varios elementos de refuerzo con ganchos sísmicos en cada extremo. Una amarra continua debe tener un gancho sísmico en cada extremo.

Combinaciones de cargas de diseño- Combinaciones de cargas y fuerzas mayoradas según lo especificados en la [sección 9.2](#).

Desplazamiento de diseño- Desplazamiento lateral total esperado para el terremoto de diseño, según lo requerido por el código de diseño sísmico vigente.

Diafragmas estructurales- Elementos estructurales, tales como losas de techo y de piso, que transmiten fuerzas de inercia a los elementos resistentes a fuerzas laterales.

Elementos de amarre- Elementos que sirven para transmitir fuerza de inercia y evitar la separación de componentes de la estructura tales como zapatas y muros.

Elementos de borde- Zonas a lo largo de los bordes del muro y de los diafragmas, reforzados con armadura longitudinal y transversal. Los elementos de borde no requieren necesariamente un incre-

C21.1- Definiciones

El desplazamiento de diseño es un índice del desplazamiento lateral máximo esperado para el terremoto de diseño. En documentos tales como el “National Earthquake Hazards Reduction Provisions” (NEHRP)^{21.2}, ASCE 7-95, el “Uniform Building Code” (UBC)^{21.1}, el “BOCA / Building Code” (BOCA) publicado por el “Building Officials and Code Administrators International”, o el “Standard Building Code” (SBC) publicado por el “Southern Building Code Congress International”, el terremoto de diseño tiene aproximadamente un 90% de probabilidad de no ser excedido en 50 años. En dichos documentos, el desplazamiento de diseño se calcula usando un análisis lineal elástico, estático o dinámico, bajo las cargas especificadas en el código, considerando secciones agrietadas, efectos de torsión, efectos de fuerzas verticales que actúan en conjunto con los desplazamientos laterales, y factores de modificación para tomar en cuenta las respuestas inelásticas esperadas. El desplazamiento de diseño normalmente es mayor que el desplazamiento calculado a partir de las fuerzas de diseño aplicadas a un modelo lineal elástico de la estructura.

mento del espesor del muro o del diafragma. Los bordes de las aberturas en los muros y diafragmas deben estar provistos de elementos de borde, según lo requerido en las [secciones 21.6.6. ó 21.7.5.3](#)

Elementos especiales de borde- Elementos de borde requeridos por las [secciones 21.6.6.2 ó 21.6.6.3.](#)

Elementos colectores- Elementos que sirven para transmitir las fuerzas de inercia desde los diafragmas a los elementos de los sistemas resistentes a fuerzas laterales.

Enrejados estructurales- Entramado de elementos de hormigón armado sometidos principalmente a esfuerzos axiales.

Fuerzas laterales especificadas- Fuerzas laterales correspondientes a una adecuada distribución de la fuerza de corte basal de diseño establecida en el código de diseño sísmico vigente.

Gancho sísmico- Gancho de un estribo, cerco o traba, con un dobléz no menor a 135° , excepto que los cercos circulares deben tener un dobléz no menor a 90° . Los ganchos deben tener una extensión de 6 veces el diámetro (pero no menor a 75 mm) que enlace la armadura longitudinal y se proyecte hacia el interior del estribo o cerco.

Hormigón con agregado liviano- Hormigón “liviano en todos sus componentes” o “liviano con arena de peso normal”, hecho con agregados livianos de acuerdo con la [sección 3.3.](#)

Longitud de desarrollo para una barra con gancho estándar- La distancia más corta entre la sección crítica (donde debe desarrollarse la resistencia de la barra) y la tangente al borde exterior del gancho de 90° grados.

Marco resistente a momento- Marco espacial en el cual los elementos y nudos resisten fuerzas a través de flexión, corte y fuerza axial. Los marcos que resisten momento se clasifican como sigue:

Marco especial resistente a momento- Marco que cumple con los requerimientos de las [secciones 21.2](#) a la [21.5](#) además de los requerimientos para un marco ordinario resistente a momento.

Marco intermedio resistente a momento- Marco que cumple con los requerimientos de las [secciones 21.2.2.3](#) y [21.10](#) adicionalmente a los requisitos para un marco ordinario resistente a momento.

Marco ordinario resistente a momento- Marco que cumple con los requerimientos de los capítulos 1 al 18.

Muros estructurales- Muros dimensionados para resistir combinaciones de corte, momento y esfuerzos axiales inducidas por movimientos sísmicos. Un “muro de corte” es un “muro estructural”. Los muros estructurales se clasifican como sigue:

Muro estructural ordinario de hormigón armado- Muro que cumple con los requerimientos de los capítulos 1 al 18.

Muro estructural ordinario de hormigón simple- Muro que cumple con los requerimientos del [capítulo 22](#).

Muro estructural especial de hormigón armado- Muro que cumple con los requerimientos de las [secciones 21.2](#) y [21.6](#) además de los requerimientos para muros estructurales ordinarios de hormigón armado.

Nivel basal- Nivel de un edificio en el que se supone se introducen los movimientos del sismo. Este nivel no coincide necesariamente con el nivel del suelo.

Puntal- Elemento de un diafragma estructural empleado para proporcionar continuidad alrededor de una abertura en el diafragma.

Sistema resistente a fuerzas laterales- Aquella parte de la estructura compuesta de elementos dimensionados para resistir fuerzas sísmicas.

Traba- Barra continua con un gancho sísmico en un extremo, y un gancho no menor que 90 grados con una extensión mínima de 6 veces el diámetro en el otro extremo. Los ganchos deben enlazar barras longitudinales periféricas. Los ganchos de 90 grados de dos trabas transversales consecutivas que enlacen las mismas barras longitudinales deben quedar con los extremos alternados.

21.2- Requisitos generales

21.2.1- Alcance

21.2.1.1- El capítulo 21 contiene disposiciones especiales para el diseño y la construcción de los elementos de hormigón armado de una estructura para la que se han determinado las fuerzas de diseño, relacionadas con los movimientos sísmicos, sobre la base de la disipación de energía en el rango no lineal de respuesta.

21.2.1.2- En regiones de bajo riesgo sísmico o para estructuras a las que se les ha asignado un comportamiento sísmico o categoría de diseño bajo, deben aplicarse las disposiciones de los capítulos 1 al 18 y del 22, excepto cuando las disposiciones de este capítulo las modifiquen. Cuando las cargas sísmicas de diseño son calculadas usando las disposiciones para sistemas de hormigón intermedios o especiales, deben satisfacerse los requerimientos del capítulo 21 para sistemas intermedios o sistemas especiales, en lo que sea aplicable.

21.2.1.3- En regiones de riesgo sísmico moderado o para estructuras a las que se les ha asignado un comportamiento sísmico o categoría de diseño intermedio, deben usarse marcos intermedios o especiales resistentes a momento, o muros estructurales especiales u ordinarios de hormigón armado para resistir las fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos. Cuando las cargas sísmicas de diseño sean calculadas usando las disposiciones para sistemas de hormigón especiales, deben satisfacerse los requerimientos del capítulo 21 para sistemas especiales, en lo que sea aplicable.

R21.2 - Requisitos Generales

R21.2.1 – Alcance

En edificios estructurados exclusivamente con marcos, deben aplicarse íntegramente las disposiciones del capítulo 21.

Los marcos que forman parte de sistemas estructurales mixtos (muros y marcos), pueden dimensionarse según la [sección 21.10](#) de este capítulo, además de los capítulos 1 al 18 de esta norma, si son capaces de alcanzar el desplazamiento lateral real (asociado al espectro elástico de diseño) que el sismo impone a la estructura sin incursionar en el rango no lineal.

El capítulo 21 contiene disposiciones que se consideran como requisitos mínimos para una estructura de hormigón armado capaz de soportar una serie de oscilaciones en el rango inelástico de respuesta sin un deterioro crítico en la resistencia. Debiera mantenerse la integridad de la estructura en el rango inelástico de respuesta dado que las fuerzas de diseño definidas en documentos tales como UBC^{21.1} y NEHRP^{21.2} se consideran menores que aquellas correspondientes a la respuesta lineal para la intensidad esperada del sismo. ^{21.2 - 21.5}

A medida que una estructura de hormigón armado adecuadamente detallada responde a los movimientos fuertes del suelo, su rigidez efectiva disminuye y su disipación de energía aumenta. Estos cambios tienden a reducir la respuesta de aceleraciones y las fuerzas laterales de inercia respecto a los valores que se producirían si la estructura permaneciera

CÓDIGO

21.2.1.4- En regiones de elevado riesgo sísmico, o para estructuras a las que se les ha asignado un comportamiento sísmico o categoría de diseño alto, deben usarse marcos especiales resistentes a momento, muros estructurales especiales de hormigón armado, y diafragmas y enrejados que cumplan con las secciones 21.2 a la 21.8 para resistir las fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos. En marcos, los elementos no diseñados para resistir fuerzas sísmicas deben cumplir con la [sección 21.9](#).

21.2.1.5- Un sistema estructural de hormigón armado que no satisfaga las disposiciones de este capítulo debe ser permitido siempre que se demuestre experimentalmente y por vía del cálculo que el sistema propuesto tiene tanto una resistencia como una tenacidad iguales o superiores a la de una estructura monolítica de hormigón armado que sea comparable y que satisfaga las disposiciones de este capítulo.

COMENTARIO

linealmente elástica y con bajo amortiguamiento.^{21.6} Así, el uso de fuerzas de diseño que representen los efectos de un sismo como aquellos indicados en la referencia ^{21.1} requieren que el sistema resistente a las fuerzas laterales mantenga una proporción significativa de su resistencia en el rango inelástico bajo desplazamientos alternados.

Las disposiciones del Capítulo 21 relacionan los requisitos de detallamiento a los tipos de marcos estructurales, nivel de riesgo sísmico en el lugar, nivel de disipación de energía considerada en el diseño estructural y el uso de la estructura. Los niveles de riesgo sísmico se clasifican en bajo, moderado y alto. Estos niveles de riesgo están definidos en UBC.^{21.1} Las regiones de riesgo sísmico bajo, moderado y alto corresponden aproximadamente a las Zonas 0 y 1; Zona 2; y Zonas 3 y 4, respectivamente, del “Uniform Building Code”. NEHRP de 1994, ASCE 7 - 95 (anteriormente ANSI A58.1), BOCA y SBC combinan el riesgo sísmico en el sitio con el uso de la estructura en Categorías de Comportamiento Sísmico (SPC). Las categorías de comportamiento sísmico baja, intermedia y alta de los [puntos 21.2.1.2; 21.2.1.3 y 21.2.1.4](#) se refieren a las categorías de comportamiento sísmico A y B; C; y D y E respectivamente. En las disposiciones de NEHRP de 1997, las Categorías de Comportamiento Sísmico han sido rebautizadas con el nombre de Categorías de Diseño Sísmico (SDC). Las Categorías de Diseño Sísmico baja, intermedia y alta de los [puntos 21.2.1.2; 21.2.1.3 y 21.2.1.4](#) se refieren a las Categorías de Diseño Sísmico A y B; C; y D, E y F respectivamente.

Los requisitos de diseño y detallamiento debieran ser compatibles con el nivel de disipación de energía (o tenacidad) asumidos en el cálculo de las cargas sísmicas de diseño. Para facilitar esta compatibilidad se usan específicamente los términos normal, intermedio y especial. El grado de tenacidad requerido y, por lo tanto, el nivel de detallamiento requerido aumenta para las estructuras que van desde normales pasando por intermedias a las categorías especiales. Es esencial que las estructuras en

las zonas de mayor riesgo sísmico o a las que se les asignen los más altos comportamientos sísmicos o categorías de diseño tengan un mayor grado de tenacidad. Sin embargo, se permite el diseño de una tenacidad mas alta en las zonas sísmicas o categorías de diseño menores para tomar ventaja de los menores niveles de fuerzas de diseño.

Las disposiciones de los capítulos 1 al 18 y del capítulo 22 tienen por objeto proporcionar la “tenacidad” adecuada para estructuras a las que se les ha asignado categorías normales. Por lo tanto, no se requiere aplicar las disposiciones del capítulo 21 para marcos normales resistentes a momento o para estructuras de muros estructurales normales.

El capítulo 21 requiere de algún detallamiento para las estructuras de hormigón armado a las que se les ha asignado un comportamiento sísmico o categoría de diseño intermedio. Estos requisitos están contenidos en los [puntos 21.2.2.3 y 21.10](#).

En las categorías de desempeño o diseño sísmico elevado, las estructuras pueden ser sometidas a fuertes movimientos del suelo. De producirse el terremoto de diseño, las estructuras diseñadas usando cargas basadas en factores para marcos especiales resistentes a momento o para muros especiales posiblemente experimenten múltiples ciclos de desplazamientos laterales bastante más allá del punto en que la armadura fluye. Las disposiciones de las secciones 21.2 hasta la 21.9 se han desarrollado para proporcionar una tenacidad adecuada a la estructura para esta respuesta especial.

Los requisitos de dimensionamiento y detallamiento especiales indicados en el capítulo 21 están basados principalmente en experiencias de terreno y de laboratorio con estructuras monolíticas de hormigón armado. La extrapolación de estos requisitos a otros tipos de estructuras de hormigón armado debe basarse en evidencia proporcionada por experiencias de terreno, ensayos o análisis. Se pueden usar elementos prefabricados o pretensados para resistir sismos si se demuestra que la estructura resul-

21.2.2- Análisis y dimensionamiento de elementos estructurales

21.2.2.1- Debe tomarse en cuenta en el análisis la interacción de todos los elementos estructurales y no estructurales que materialmente afecten la respuesta lineal y no lineal de la estructura frente a los movimientos sísmicos.

21.2.2.2- Elementos rígidos no considerados como parte de un sistema resistente a fuerzas laterales se permiten bajo la condición de que su efecto en la respuesta del sistema sea considerado y acomodado en el diseño de la estructura. Se deben considerar también las consecuencias de las fallas de los elementos estructurales y no estructurales que no forman parte del sistema resistente a las fuerzas laterales.

21.2.2.3- Los elementos estructurales situados por debajo del nivel basal de la estructura y que se requieren para transmitir a la fundación las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos, deben cumplir también con las disposiciones del capítulo 21.

21.2.2.4- Todos los elementos estructurales que se supone no forman parte del sistema resistente a fuerzas laterales deben cumplir con las disposiciones de la [sección 21.9](#).

tante proporcionará niveles de seguridad y serviciabilidad (durante y después del sismo) por lo menos tan buenas como las que se esperan de una construcción monolítica.

Los requerimientos de tenacidad indicados en el [punto 21.2.1.5](#) se refieren a la preocupación por la integridad estructural del sistema completo resistente a fuerzas laterales con los desplazamientos laterales previstos para los movimientos del suelo correspondientes al terremoto de diseño. Dependiendo de las características de disipación de energía del sistema estructural usado, tales desplazamientos podrían ser mayores que los de una estructura monolítica de hormigón armado.

C21.2.2- Análisis y dimensionamiento de elementos estructurales

Se supone que la distribución de la resistencia requerida en los diversos componentes de un sistema resistente a fuerzas laterales esta guiada por el análisis de un modelo lineal elástico del sistema, sobre el que actúan las fuerzas mayoradas especificadas por la norma vigente. Si se emplea un análisis no lineal en el tiempo, los movimientos del suelo deben seleccionarse después de un estudio detallado de las condiciones del sitio y de la historia sísmica local.

Dado que las bases de diseño admiten respuesta no lineal, es necesario investigar la estabilidad del sistema resistente a fuerzas laterales, así como su interacción con otros elementos estructurales y no estructurales, para desplazamientos mayores que los indicados por el análisis lineal. Para manejar este problema sin tener que recurrir al análisis no lineal de respuesta, una opción es multiplicar por un factor al menos de dos los desplazamientos del análisis lineal para las fuerzas laterales mayoradas, a menos que la norma vigente especifique los factores que deben emplearse, como en las [referencias 21.2](#) y [21.1](#). Para el cálculo del desplazamiento lateral, suponer que todos los elementos estructurales horizontales están completamente agrietados, probablemente conduzca a mejores estimaciones del

CÓDIGO

21.2.3- Factores de reducción de la resistencia

Los factores de reducción de resistencia deben ser los indicados en la [sección 9.3.4](#).

21.2.4- Hormigón para elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo

21.2.4.1- La resistencia a la compresión, f'_c , del hormigón no debe ser menor que 20 MPa.

21.2.4.2- La resistencia a la compresión del hormigón de agregado liviano usada en el diseño no debe ser mayor que 30 MPa. Se permite el empleo de hormigón de agregado liviano con una resistencia de diseño a la compresión más elevada siempre que se demuestre, por medio de evidencias experimentales, que los elementos estructurales hechos con dicho hormigón de agregado liviano proporcionan resistencia y tenacidad iguales o mayores que las de elementos comparables hechos con hormigón de agregado normal de la misma resistencia.

COMENTARIO

desplazamiento lateral relativo, que emplear una rigidez no agrietada para todos los elementos.

La preocupación principal del capítulo 21 es la seguridad de la estructura. El propósito de las [secciones 21.2.2.1](#) y [21.2.2.2](#) es dirigir la atención hacia la influencia de elementos no estructurales sobre la respuesta estructural y al riesgo de objetos que caen.

La [sección 21.2.2.3](#) alerta al diseñador sobre el hecho que la base de la estructura, como se define en el análisis, puede no corresponder necesariamente al nivel de la fundación o del suelo.

Al seleccionar las dimensiones de elementos estructurales para estructuras resistentes a sismos, es muy importante considerar los problemas relacionados con el congestionamiento de la armadura. El diseñador debe asegurarse de que toda la armadura se pueda ensamblar y colocar, y que el hormigón se pueda vaciar y compactar apropiadamente. El empleo de los límites superiores permitidos de cuantía de armadura probablemente conduzca a problemas insolubles de construcción, especialmente en los nudos de los marcos.

C21.2.4- Hormigón para elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo

Tomando en consideración el criterio de los integrantes de la comisión y el comportamiento de estructuras nacionales construidas con hormigones de resistencia menor a la establecida en el artículo 21.2.4.1, se considera que dicho límite podría ser restrictivo para edificios bajos estructurados con muros. Por ello, y mientras se desarrollan experiencias para clarificar este punto, se acepta tomar como límite inferior para la resistencia del hormigón un valor de f'_c igual a 16 MPa (H20) para esos casos.

Los requisitos de esta sección se refieren a la calidad del hormigón en marcos, enrejados o muros diseñados para resistir fuerzas inducidas por sismos. La máxima resistencia de diseño a la compresión del hormigón con agregado liviano a emplear en cálculos de diseño estructural se limita a 30 MPa,

21.2.5- Armadura para elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo

La armadura que resiste esfuerzos axiales y de flexión inducidos por sismo en elementos de marcos y en elementos de borde de muros, debe cumplir con las disposiciones de [ASTM A 706M](#). Se permite el empleo de acero de refuerzo [ASTM A 615 M](#), grados 280 y 420, en estos elementos siempre y cuando:

- (a) la resistencia real a la fluencia basada en ensayos de fábrica no es mayor que la resistencia a la fluencia especificada en más de 120 MPa (los re-ensayos no deben exceder este valor por más de 20 MPa adicionales);
- (b) la razón entre la tensión última real de tracción y la tensión real de fluencia por tracción no sea menor de 1.25.

debido principalmente a la insuficiencia de datos de terreno y experimentales acerca del comportamiento de elementos hechos con hormigón de agregado liviano, sometidos a inversiones de los desplazamientos en el rango no lineal. Si se desarrolla evidencia convincente para alguna aplicación específica, se puede incrementar el límite de resistencia máxima a la compresión del hormigón con agregado liviano al nivel justificado por la evidencia.

C21.2.5- Armadura para elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo

El empleo de armadura longitudinal con resistencia más elevada que la supuesta en el diseño, conducirá a esfuerzos de corte y de adherencia mayores en el instante en que se desarrollen momentos de fluencia. Estas condiciones pueden originar fallas frágiles por corte o adherencia y deben evitarse aun cuando dichas fallas puedan ocurrir a cargas más elevadas que las previstas en el diseño. Por lo tanto, se impone un límite superior sobre la tensión real de fluencia del acero. [Ver sección 21.2.5(a)]

El requisito de una tensión última de tracción mayor que la tensión de fluencia de la armadura [sección 21.2.5(b)] se basa en la suposición que la capacidad de un elemento estructural para desarrollar la capacidad de rotación inelástica es una función de la longitud de la región de fluencia a lo largo del eje del elemento. Al interpretar los resultados experimentales, la longitud de la región de fluencia se ha relacionado con las magnitudes relativas de momentos final y de fluencia.^{21.7} Según esta interpretación, mientras mayor sea la razón entre el momento último y el de fluencia, mayor será la región de fluencia. En el capítulo 21 se especifica que la razón entre la resistencia real a la tracción y la tensión real de fluencia no sea menor que 1.25. Los elementos con armadura que no satisfaga dicha condición también pueden desarrollar rotación inelástica, pero su comportamiento es lo bastante diferente como para excluirlos de consideraciones basadas en reglas derivadas de la experiencia con

elementos armados con acero que muestra endurecimiento por deformación.

El acero AT56-50 no cumple con la limitación de la sección 21.2.5(b) que señala que la razón entre la tensión última y la tensión de fluencia del acero debe ser superior a 1.25. Además, en ensayos efectuados se ha comprobado que la rotura de elementos reforzados con este acero es frágil (Ref. 1). Sin embargo, se estima que puede ser usado siempre que:

- No sea utilizado en zonas críticas donde el acero pueda entrar en el rango plástico.
- No sea utilizado como armadura de borde en muros
- No sea utilizado como malla de corte en muros, a menos que se realice un diseño por capacidad que asegure que el comportamiento del elemento no estará controlado por la falla al corte, o a menos que por cálculo no se requiera armadura de corte.

Lo anterior es aplicable a cualquier otro acero que no cumpla con el punto 21.2.5(b)

Ref 1.- Mosciatti, Mauro, “Análisis de estructuras de hormigón armado con acero estirado en frío AT 56-50H, Memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile, profesor guía Alfonso Larraín, 1987.

21.2.6- Empalmes mecánicos

21.2.6.1- Los empalmes mecánicos deben clasificarse como empalmes mecánicos Tipo 1 o Tipo 2, de acuerdo a lo siguiente:

- (a) Los empalmes mecánicos Tipo 1 deben cumplir con la [sección 12.14.3.2](#);
- (b) Los empalmes mecánicos Tipo 2 deben cumplir con la [sección 12.14.3.2](#) y deben desarrollar la resistencia a tracción especificada de las barras empalmadas

C21.2.6 - Empalmes mecánicos

En una estructura que esté sufriendo deformaciones inelásticas durante un sismo, la tensión de tracción en la armadura puede acercarse a la resistencia de tracción de dicha armadura. Los requisitos para los empalmes mecánicos tipo 2 tienen por objeto evitar la rotura de los empalmes cuando la armadura sea sometida a los niveles de tensión esperados en las regiones de fluencia. No se requiere que los empalmes tipo 1 satisfagan los requisitos más exigentes para empalmes tipo 2, y podrían no ser capaces de resistir los niveles de tensión esperados en regiones de fluencia. La ubicación de los

CÓDIGO

21.2.6.2- Los empalmes mecánicos Tipo 1 no deben usarse dentro de una distancia igual al doble de la altura del elemento medida desde la cara de la viga o columna donde sea probable que se produzca fluencia de la armadura como resultado de desplazamientos laterales inelásticos. Se permite usar emplames mecánicos tipo 2 en cualquier posición.

21.2.7- Empalmes soldados

21.2.7.1- Los empalmes soldados de la armadura que resiste fuerzas inducidas por sismos deben cumplir con la [sección 12.14.3.3](#) y no deben usarse dentro de una distancia igual al doble de la altura del elemento medida desde la cara de la viga o columna donde sea probable que se produzca fluencia de la armadura como resultado de desplazamientos laterales inelásticos.

21.2.7.2- No se permite soldar estribos, amarras, insertos, u otros elementos similares a la armadura longitudinal requerida por el diseño.

COMENTARIO

empalmes tipo 1 está restringida debido a que las tensiones de tracción en la armadura en las regiones de fluencia pueden exceder los requisitos de resistencia indicados en el [punto 12.14.3.3](#)

La práctica de detallamiento recomendada debiera desaconsejar el uso de empalmes en las zonas de potenciales rótulas plásticas de los elementos que resistan efectos sísmicos. Si el uso de empalmes mecánicos en regiones de fluencia potencial no se puede evitar, el diseñador deberá tener información documentada respecto a las características reales de resistencia de las barras que se empalmarán, respecto a las características fuerza - deformación de la barra empalmada y respecto a la capacidad de los empalmes tipo 2 que se usarán para cumplir con los requisitos de desempeño especificados.

C.21.2.7 - Empalmes soldados

C21.2.7.1- La soldadura de la armadura debe hacerse de acuerdo con los requisitos del ANSI/AWS D1.4 como se especifica en el [capítulo 3](#). Las ubicaciones de los empalmes soldados están restringidas debido a que las fuerzas de tracción en la armadura en regiones de fluencia puede sobrepasar los requisitos de resistencia indicados en el punto 12.14.3.3.

C21.2.7.2- Soldar las barras de refuerzo transversales puede conducir al debilitamiento local del acero. Si se sueldan las barras transversales para facilitar la fabricación o colocación de la armadura, este debe efectuarse únicamente en barras agregadas con dicho propósito. La prohibición de soldar barras de refuerzo no se aplica a las barras que se suelden bajo control continuo y competente como sucede en la fabricación de mallas de alambre soldado.

CÓDIGO

21.3- Elementos sometidos a flexión en marcos especiales resistentes a momento

21.3.1- Alcance

Las disposiciones de la sección 21.3 son aplicables a elementos de marcos especiales resistentes a momento (a) resistentes a fuerzas inducidas por sismo, y (b) dimensionados principalmente para resistir flexión. Estos elementos de marco también deben satisfacer las condiciones de las secciones 21.3.1.1 a la 21.3.1.4.

21.3.1.1- La fuerza mayorada de compresión axial en el elemento no debe exceder de $(A_g f'_c / 10)$

21.3.1.2- La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura útil.

21.3.1.3- La razón ancho-altura no debe ser menor que 0.3.

21.3.1.4- El ancho no debe ser (a) menor que 250 mm ni (b) mayor que el ancho del elemento de apoyo (medido en un plano perpendicular al eje longitudinal del elemento en flexión) más una distancia a cada lado del elemento de apoyo que no exceda tres cuartas partes de la altura del elemento en flexión.

21.3.2- Armadura longitudinal

21.3.2.1- En cualquier sección de un elemento en flexión, excepto por lo dispuesto en la sección 10.5.3, para la armadura tanto superior como inferior, la cantidad de armadura no debe ser menor que la dada en la [ecuación \(10-3\)](#) ni menor que $(1.4b_w d / f_y)$ y la cuantía de armadura, ρ , no debe exceder de 0.025. Al menos dos barras deben disponerse en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

COMENTARIO

C21.3- Elementos sometidos a flexión en marcos especiales resistentes a momento

C21.3.1- Alcance

Esta sección se refiere a vigas principales pertenecientes a marcos especiales resistentes a momento que resisten cargas laterales inducidas por los movimientos sísmicos. Cualquier elemento perteneciente a un marco, que esté sometido a una fuerza axial mayorada de compresión que exceda $(A_g f'_c / 10)$ debe diseñarse y detallarse como se describe en la [sección 21.4](#).

Evidencias experimentales ^{21.8} indican que, bajo inversiones de los desplazamientos dentro del rango no lineal, el comportamiento de elementos continuos con razones largo - altura menores que cuatro es significativamente diferente del comportamiento de elementos relativamente esbeltos. Las reglas de diseño derivadas de la experiencia con elementos relativamente esbeltos no son directamente aplicables a elementos con razones largo - altura menores que cuatro, especialmente con respecto a la resistencia al corte.

Las restricciones geométricas indicadas en las secciones 21.3.1.3 y 21.3.1.4 se derivaron de la práctica con marcos de hormigón armado resistentes a fuerzas inducidas por sismo. ^{21.9}

C21.3.2- Armadura longitudinal

Ver comentario a la [sección 10.5.3](#).

La [sección 10.3.3](#) limita la cuantía de armadura de tracción en un elemento en flexión a una fracción de la cantidad que produciría condiciones “balanceadas”. En secciones sometidas sólo a flexión y cargadas monotónicamente hasta la fluencia, este enfoque es factible porque la probabilidad de falla a la compresión puede estimarse confiablemente con el modelo de comportamiento adoptado para determinar la cuantía de armadura correspondiente a una falla “balanceada”. El mismo modelo de comportamiento (debido a suposiciones incorrectas ta-

CÓDIGO

21.3.2.2- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

21.3.2.3- Sólo se permiten traslapes de armadura de flexión cuando se proporcionan cercos o zunchos en la longitud de traslape. El espaciamiento máximo de la armadura transversal que envuelve las barras traslapadas no debe exceder de $d/4$ ó 100 mm. No deben emplearse traslapes: (a) dentro de los nudos, (b) ni en una distancia de dos veces la altura del elemento desde la cara del nudo, (c) ni en ubicaciones donde el análisis indique fluencia por flexión causada por desplazamientos laterales inelásticos del marco.

21.3.2.4- Los empalmes mecánicos deben cumplir con la [sección 21.2.6](#) y los empalmes soldados deben cumplir con la [sección 21.2.7.1](#).

21.3.3- Armadura transversal

21.3.3.1- Deben disponerse cercos en las siguientes regiones de los elementos pertenecientes a marcos:

- (a) En una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión;
- (b) En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del marco.

COMENTARIO

les como la distribución lineal de deformaciones, el punto de fluencia bien definido para el acero, la deformación límite de compresión en el hormigón de 0.003, así como los esfuerzos de compresión en el hormigón del recubrimiento) no puede describir las condiciones de un elemento en flexión sometido a inversiones de los desplazamientos muy dentro del rango inelástico. Por lo tanto, existen pocas justificaciones para continuar refiriéndose a “condiciones balanceadas” en el diseño de estructuras de hormigón armado resistentes a sismos.

El límite a la cuantía de armadura de 0.025 se basa principalmente en condiciones de congestión de acero e, indirectamente en la limitación de los esfuerzos de corte en vigas principales de dimensiones normales. El requisito de al menos dos barras arriba y abajo, se refiere en este caso más a la construcción que a los requisitos de comportamiento.

Los traslapes de la armadura (sección 21.3.2.3) están prohibidos en regiones en las que se espera fluencia por flexión, porque dichos traslapes no se consideran confiables en condiciones de carga cíclica dentro del rango inelástico. La armadura transversal para los traslapes en cualquier ubicación es obligatoria por la posibilidad de pérdida del hormigón del recubrimiento.

C21.3.3- Armadura transversal

La armadura transversal se requiere principalmente para confinar el hormigón y mantener el apoyo lateral para las barras de armadura en regiones en las que se espera fluencia. En la [fig. C21.3.3](#) se muestran ejemplos de cercos adecuados para elementos pertenecientes a marcos sometidos a flexión.

CÓDIGO

21.3.3.2- El primer cerco debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento máximo de los cercos no debe exceder de: (a) $d/4$, (b) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña, (c) 24 veces el diámetro de la barra del cerco y (d) 300 mm.

21.3.3.3- Cuando se requieran cercos, las barras longitudinales del perímetro deben tener apoyo lateral conforme a la [sección 7.10.5.3](#).

21.3.3.4- Cuando no se requieran cercos, los estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos deben espaciarse a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

21.3.3.5- Los estribos o amarras que se requieran para resistir corte deben consistir en cercos sobre longitudes de los elementos de acuerdo con [21.3.3](#), [21.4.4](#) y [21.5.2](#).

21.3.3.6 - Se permite que los cercos en elementos en flexión sean hechos hasta con dos piezas de armadura: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por una traba. Las trabas consecutivas que enlazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90° en lados opuestos del elemento en flexión. Si las barras de armadura longitudinal aseguradas por las trabas están confinadas por una losa en un solo lado del elemento en flexión, los ganchos de 90° de las trabas deben ser colocados en dicho lado.

21.3.4- Requisitos de resistencia al corte

21.3.4.1- Fuerzas de diseño

La fuerza de corte de diseño V_e se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en los extremos del elemento, en

COMENTARIO

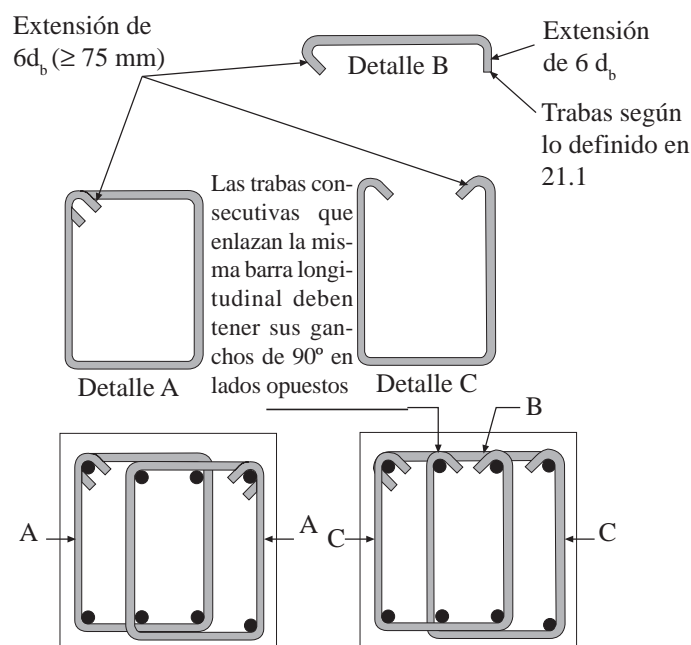


Fig. C21.3.3 Ejemplos de cercos traslapados

En el caso de elementos con resistencia variable a lo largo del vano, o de elementos para los que la carga permanente representa una gran proporción de la carga total del diseño, pueden ocurrir concentraciones de rotación inelástica dentro del vano. Cuando se prevé una condición de este tipo, debe proveerse armadura transversal también en regiones en las que se espera fluencia.

Debido a que se espera que se produzca el descascaramiento del hormigón superficial durante los movimientos fuertes, especialmente en y cerca de las regiones de fluencia por flexión, es necesario que la armadura del alma sea provista en la forma de cercos cerrados, como se definen en la sección 21.3.3.5.

C21.3.4- Requisitos de resistencia al corte

C21.3.4.1- Esfuerzos de diseño

En la determinación de las fuerzas laterales equivalentes que representan los efectos del sismo para el tipo de marco considerado, se supone que los elementos del marco disiparán energía en el rango no lineal

CÓDIGO

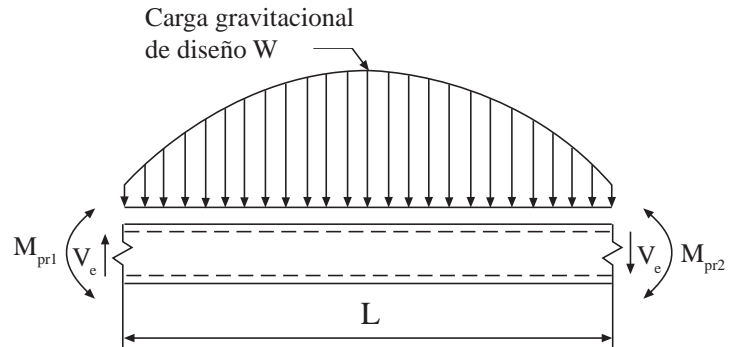
las caras del nudo, actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable M_{pr} , y que el elemento está además cargado con cargas tributarias gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz.

COMENTARIO

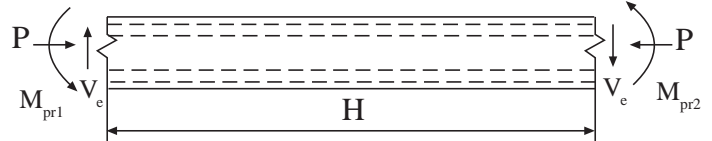
de respuesta. A menos que un elemento de marco tenga una resistencia del orden de 3 a 4 veces los esfuerzos de diseño, debe suponerse que llegará a la fluencia en el caso de un sismo mayor. El esfuerzo de corte de diseño debe ser una buena aproximación del corte máximo que se puede desarrollar en el elemento. Por lo tanto, la resistencia al corte requerida en elementos de marco está relacionada con la resistencia a flexión de dicho elemento más que con los esfuerzos de corte mayorado indicados en el análisis de cargas laterales. Las condiciones descritas en la [sección 21.3.4.1](#) se ilustran en la [figura 21.3.4](#).

Debido a que la tensión de fluencia real de la armadura longitudinal puede exceder a la tensión de fluencia especificada y debido a que es probable que ocurra el endurecimiento por deformación de la armadura en un nudo sujeto a grandes rotaciones, la resistencia al corte requerida se determina usando una tensión de al menos $1.25 f_y$ para la armadura longitudinal.

Para vigas principales,
$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{W}{2}$$



Para columnas,
$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H}$$



Notas:

1. La dirección de la fuerza de corte V_e depende de la magnitud relativa de las cargas gravitacionales y el corte generado por los momentos en los extremos.
2. Los momentos en los extremos M_{pr} están basados en una tensión de tracción en el acero $= 1.25 f_y$, donde f_y es la tensión de fluencia especificada. (Ambos momentos en los extremos deben ser considerados en ambas direcciones, en el sentido de las manecillas del reloj y a la inversa).
3. El momento en el extremo M_{pr} para columnas no necesita ser mayor que los momentos generados por el M_{pr} de las vigas que llegan al nudo viga-columna. V_e no debe ser nunca menor que el requerido por el análisis de la estructura.

Fig. 21.3.4 Esfuerzos de corte de diseño en vigas principales y columnas

CÓDIGO

21.3.4.2- Armadura transversal

La armadura transversal sobre las longitudes identificadas en la [sección 21.3.3.1](#) debe estar dimensionada para resistir el corte asumiendo $V_c=0$ cuando se produzcan las siguientes condiciones simultáneamente:

- (1) La fuerza de corte sísmico calculado de acuerdo con la [sección 21.3.4.1](#) representa un medio o más de la resistencia máxima al corte requerida en esas longitudes;
- (2) La fuerza axial de compresión mayorada, incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c / 20$

21.4- Elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a marcos especiales resistentes a momento

21.4.1- Alcance

Las disposiciones de esta sección se aplican a elementos pertenecientes a marcos especiales resistentes a momento (a) que resisten fuerzas inducidas por sismos, y (b) que tienen una fuerza axial mayorada que excede de $(A_g f'_c / 10)$. Estos elementos de marco también deben satisfacer las secciones 21.4.1.1 y 21.4.1.2.

21.4.1.1- La dimensión menor de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 mm.

COMENTARIO

C21.3.4.2- Armadura transversal

Estudios experimentales^{21.10, 21.11} de elementos de hormigón armado sometidos a cargas cíclicas han demostrado que se requiere más armadura de corte para asegurar la falla por flexión en un elemento sujeto a desplazamientos no lineales alternados que si el elemento es cargado en una dirección solamente: siendo el incremento de armadura de corte necesario mayor en caso que no exista carga axial. Esta observación está reflejada en el código (sección 21.3.4.2) por la eliminación del término que representa la contribución del hormigón a la resistencia al corte. La seguridad adicional respecto al corte se considera necesaria en ubicaciones donde se pueden producir potenciales rótulas de flexión. Sin embargo, esta estrategia, elegida por su simplicidad relativa, no se debe interpretar como que no se requiere el hormigón para resistir el corte. Por el contrario, se puede argumentar que el núcleo del hormigón resiste todo el corte, con la armadura de corte (transversal) confinando y por lo tanto aumentando la resistencia del hormigón. El núcleo confinado de hormigón juega un papel importante en el comportamiento de la viga y no se debería minimizar sólo porque la expresión de diseño no reconoce esto de manera explícita.

C21.4- Elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a marcos especiales resistentes a momento

C21.4.1- Alcance

La sección C21.4.1 está orientada principalmente a columnas pertenecientes a marcos especiales resistentes a momento que resisten fuerzas sísmicas. Otros elementos pertenecientes al marco que no son columnas, pero que no satisfacen la [sección 21.3.1](#), se deben diseñar y detallar de acuerdo con esta sección.

Las restricciones geométricas en las secciones 21.4.1.1 y 21.4.1.2, se derivan de la práctica previa.^{21.9}

21.4.1.2- La razón entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4.

21.4.2- Resistencia mínima a flexión de columnas

21.4.2.1- La resistencia a la flexión de cualquier columna dimensionada para resistir una fuerza mayorada de compresión axial que exceda de $(A_g f'_c / 10)$ debe satisfacer la sección 21.4.2.2 ó 21.4.2.3.

La resistencia lateral y la rigidez de columnas que no satisfagan la sección 21.4.2.2 deben ser ignoradas para el cálculo de la resistencia y rigidez de la estructura, pero deben cumplir con la [sección 21.9](#).

21.4.2.2- Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (21-1).

$$\sum M_c \geq (6/5) \sum M_g \quad (21-1)$$

$\sum M_c$ = suma de los momentos, en las caras del nudo, correspondiente a la resistencia nominal a flexión de las columnas que confluyen en dicho nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que de la más baja resistencia a la flexión.

$\sum M_g$ = suma de los momentos en las caras del nudo correspondiente a la resistencia nominal a flexión de las vigas que llegan a dicho nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida a momento en la cara del nudo, la armadura de la losa dentro del ancho efectivo de losa definido en la [sección 8.10](#) debe suponerse que contribuye a la resistencia a flexión siempre que la armadura de la losa esté desarrollada en la sección crítica para flexión.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal forma que los momentos de la columna se opongan

C21.4.2- Resistencia mínima a flexión de columnas

El propósito del punto 21.4.2.2 es reducir la posibilidad de fluencia de las columnas que se consideran como parte del sistema resistente a fuerzas laterales. Si las columnas no son más resistentes que las vigas que se enmarcan en un nudo, existe la posibilidad de acción inelástica. En el peor caso de columnas débiles se puede producir fluencia por flexión en ambos extremos de todas las columnas en un piso dado ocasionando un mecanismo de falla de columnas que puede conducir al colapso.

En el punto 21.4.2.2 las resistencias nominales de vigas principales y columnas se calculan en las caras del nudo y dichas resistencias se comparan directamente usando la ecuación (21-1). El código del año 1995 requería que las resistencias de diseño se compararan en el centro del nudo, lo que normalmente produce resultados similares, pero con un esfuerzo de cálculo mayor.

Al determinar la resistencia nominal a flexión de la sección de una viga principal en flexión negativa (la parte superior en tracción), la armadura longitudinal contenida dentro de un ancho efectivo de la losa superior que actúa monolíticamente con la viga, aumenta la resistencia de la viga. Las investigaciones efectuadas^{21.12} en conjuntos viga-columna bajo cargas laterales indican que el uso de anchos efectivos de losa como los que se definen en la [sección 8.10](#) entregan estimaciones razonables de las resistencias en flexión negativa de la viga en las conexiones interiores para niveles de desplazamiento de entrepiso cercanos al 2% de la altura del piso. Este ancho efectivo es conservador en los casos en que la losa termina en una viga perimetral débil.

Cuando en un nudo no se puede cumplir con lo especificado en la sección 21.4.2.2, se debe ignorar

CÓDIGO

a los momentos de la viga. Debe satisfacerse la [ecuación \(21-1\)](#) para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del marco que se considera.

21.4.2.3- Cuando la [sección 21.4.2.2](#) no se satisface en un nudo, las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben armarse transversalmente como se especifica en las [secciones 21.4.4.1](#) a la [21.4.4.3](#), en toda su longitud.

COMENTARIO

cualquier contribución positiva de la columna o columnas relacionada con la resistencia lateral y la rigidez de la estructura. No se debe ignorar ningún efecto negativo que la presencia de la columna de que se trate pueda inducir en el comportamiento del edificio. Por ejemplo, el ignorar la rigidez de las columnas no se debe emplear como justificación para reducir el corte basal de diseño. Si la inclusión de aquellas columnas en el modelo analítico da como resultado un aumento en los efectos de torsión, el aumento debiera considerarse como exigido por el código vigente.

La comisión ha considerado apropiado reproducir parte de las observaciones que Thomas Paulay hace a esta sección del ACI 318 (Ref 1):

«...Es generalmente aceptado que durante un terremoto mayor la energía se disipe en marcos a través de rótulas plásticas en vigas y no en columnas (figura a y b). Una de las situaciones que se trata de evitar es la formación de un mecanismo de tipo piso blando (figura b).

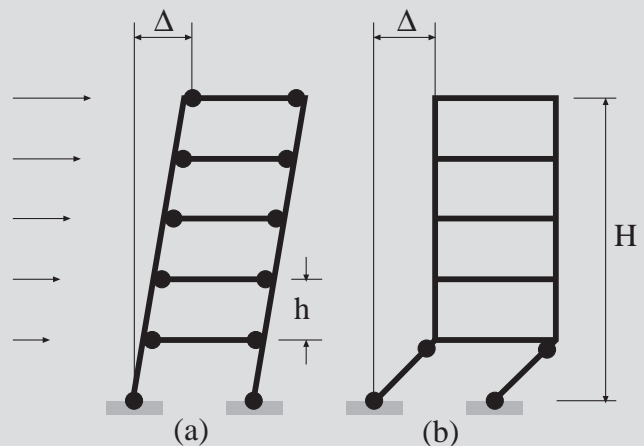


Figura (a) y (b)

Para ello, el capítulo 21 ([sección 21.4.2.2](#)) requiere que la resistencia a flexión de diseño en las columnas M_c , considerando las cargas axiales mayoradas, y la resistencia a flexión de diseño en las vigas M_g , sean tales que:

$$\sum M_c \geq \sum (6/5) M_g \quad (A)$$

21.4.3- Armadura longitudinal

21.4.3.1- La cuantía de armadura, ρ_g , no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06.

21.4.3.2- Los empalmes mecánicos deben satisfacer la [sección 21.2.6](#). y los empalmes soldados deben satisfacer la [sección 21.2.7.1](#) Los traslapes se permiten sólo dentro de la mitad central de la longitud del elemento, deben estar dimensionados como traslapes de tracción y deben estar confinados con armadura transversal que satisfaga las [secciones 21.4.4.2](#) y [21.4.4.3](#).

en las uniones viga-columna. Los valores de M_c y M_g deben ser consistentes y se refieren al sismo actuando en una dirección determinada, y están referidos a los ejes que pasan por los centros de gravedad de los elementos correspondientes.

Hay situaciones en que es difícil o innecesario construir columnas más fuertes que las vigas, por ejemplo, en construcciones de dos pisos o en los últimos pisos de edificios de marcos. Como la demanda de ductilidad en estos mecanismos no es excesiva, no hay razones serias para prohibirlos, pero estas columnas requieren en forma imperativa de armadura transversal, aunque no sobre toda la altura de la columna ([sección 21.4.2.3](#))...»

Ref. 1.- Paulay, Thomas, «A Critique of the Special Provisions for Seismic Design of the Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI-318-83)», ACI Journal, Marzo-Abril 1986, pp 274-283.

C21.4.3- Armadura longitudinal

El límite inferior para la cuantía de armadura es para controlar las deformaciones dependientes del tiempo y para que el momento de fluencia exceda al momento de agrietamiento. El límite superior refleja la preocupación por la congestión del acero, por la transferencia de carga desde los elementos del piso a las columnas, especialmente en las construcciones de baja altura, y por el desarrollo de grandes tensiones de corte.

El descascaramiento del hormigón de recubrimiento, que es posible que ocurra cerca de los extremos de la columna en los marcos de configuración normal hace vulnerables los traslapes de esas ubicaciones. Cuando se hace necesario emplear traslapes, estos deben estar ubicados cerca de la mitad de la altura, donde las inversiones de tensiones probablemente estén limitadas a un rango menor de tensión que en los lugares cercanos a los nudos. Se requiere de armadura transversal especial a lo largo de los traslapes debido a la falta de certeza respecto a la distribución de momentos a lo largo de la altura y la necesidad de confinar los traslapes sometidos a inversiones de tensión.^{21.13}

21.4.4- Armadura transversal

21.4.4.1- Debe proporcionarse armadura transversal en las cantidades que se especifican a continuación, a menos que en las [secciones 21.4.3.1 ó 21.4.5](#) se exija mayor cantidad:

- (a) La razón volumétrica de armadura de zuncho espiral o de cercos circulares, ρ_s , no debe ser menor que la requerida por la ecuación (21-2):

$$\rho_s = 0.12 f'_c / f_{yh} \quad (21-2)$$

y no debe ser menor que la requerida por la [ecuación \(10-6\)](#).

- (b) El área total de la sección transversal de la armadura de cerco rectangular no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones (21-3) y (21-4).

$$A_{sh} = 0.3 (Sh_c f'_c / f_{yh}) [A_g / A_{ch} - 1] \quad (21-3)$$

$$A_{sh} = 0.09 Sh_c f'_c / f_{yh} \quad (21-4)$$

- (c) La armadura transversal debe proporcionarse ya sea mediante cercos sencillos o traslapados. Se permite el uso de trabas del mismo diámetro de barra y el mismo espaciamiento que los cercos. Cada extremo de la traba debe enlazar una barra perimetral de la armadura longitudinal. Los extremos de las trabas consecutivas deben alternarse a lo largo de la armadura longitudinal.
- (d) Cuando la resistencia de diseño del núcleo del elemento satisface los requisitos de las combinaciones de carga de diseño, incluyendo el efecto sísmico, no es necesario satisfacer las ecuaciones (21-3) y (10-6).
- (e) Si el espesor de hormigón fuera de la armadura transversal de confinamiento excede 100 mm, debe colocarse armadura transversal adicional con un espaciamiento no superior a 300 mm. El recubrimiento de hormigón sobre la armadura adicional no debe exceder de 100 mm.

R21.4.4 - Armadura transversal

Los requisitos de esta sección tienen relación con el confinamiento del hormigón y el suministro de apoyo lateral a la armadura longitudinal.

Está bien establecido el efecto sobre la resistencia y la ductilidad de las columnas producido por el refuerzo helicoidal (espiral) y por el refuerzo compuesto por cercos rectangulares debidamente configurados.^{21.14} Aunque existen procedimientos analíticos para el cálculo de la capacidad resistente y de la ductilidad de las columnas sometidas a inversiones de cargas axiales y momento,^{21.15} la carga axial y las demandas de deformación requeridas durante cargas sísmicas no se conocen con la suficiente exactitud como para justificar el cálculo de la armadura transversal requerida como una función de las demandas sísmicas de diseño. En vez de ello, se requieren las [ecuaciones \(10-6\)](#) y (21-3), con el propósito que el desconchamiento del hormigón de recubrimiento no resulte en una pérdida de la resistencia a carga axial de la columna. Las ecuaciones (21-2) y (21-4) controlan para columnas de gran diámetro y tienen por objeto asegurar una capacidad adecuada de curvatura a flexión en las regiones de fluencia.

La [figura C21.4.4](#) muestra un ejemplo de armadura transversal proporcionada por un cerco y tres trabas. Las trabas con gancho de 90 grados no son tan efectivas como las trabas con ganchos de 135 grados o los cercos para proporcionar confinamiento. Los ensayos han demostrado que si las trabas que terminan en ganchos de 90 grados son alternadas, el confinamiento será suficiente.

Las [secciones 21.4.4.2 y 21.4.4.3](#) son requisitos interrelacionados sobre la configuración de cercos rectangulares. El requisito de un espaciamiento que no exceda de un cuarto del tamaño mínimo del elemento tiene por objeto obtener un confinamiento adecuado para el hormigón. El requisito de un espaciamiento que no exceda de seis diámetros de barra tiene por objeto restringir el pandeo de la armadura longitudinal des-

CÓDIGO

21.4.4.2- La armadura transversal debe espaciarse a distancias que no excedan de (a) la cuarta parte de la dimensión mínima del elemento, ni (b) seis veces el diámetro de la armadura longitudinal, y (c) s_x , según lo definido en la ecuación (21-5).

$$S_x = 100 + \frac{(350 - h_x)}{75} \quad (21 - 5)$$

El valor s_x no debe ser mayor a 150 mm ni se necesita tomarlo menor a 100 mm

21.4.4.3- Las trabas o las ramas de los cercos traslapados no deben espaciarse a más de 350 mm medido centro a centro, en dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento estructural.

21.4.4.4- La armadura transversal debe suministrarse en las cantidades especificadas en las [secciones 21.4.4.1](#) a la [21.4.4.3](#), sobre una longitud ℓ_o desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del marco. La longitud ℓ_o no debe ser menor que (a) la altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión, (b) un sexto de la luz libre del elemento, ni (c) 450 mm.

21.4.4.5- Las columnas que soportan reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, deben estar provistas de armadura transversal como se especifica en las [secciones 21.4.4.1](#) a la [21.4.4.3](#), sobre su altura total debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad, cuando la fuerza mayorada de compresión axial en estos elementos, relacionada con el efecto sísmico, excede $(A_g f'_c / 10)$. La armadura transversal, tal como se especifica en las [secciones 21.4.4.1](#) a la [21.4.4.3](#) debe extenderse dentro del elemento discontinuo por lo menos en la longitud de desarrollo de la armadura longitudinal de mayor diámetro de la columna, de acuerdo con la [sección 21.5.4](#). Si el extremo inferior de la columna termina en un muro, la armadura transversal, tal como se especifica en las [secciones 21.4.4.1](#) a la [21.4.4.3](#) debe

COMENTARIO

pués del descascaramiento. El espaciamiento de 100 mm es para el confinamiento del hormigón; el punto 21.4.4.2 permite relajar este límite a un máximo de 150 mm si el espaciamiento de las trabas o las ramas de los cercos traslapados son limitadas a 200 mm.

El recubrimiento no armado puede desconcharse cuando la columna se deforma para resistir los efectos sísmicos. La separación desde el núcleo de sectores del recubrimiento causada por un descascaramiento local crea un riesgo de caídas de material. Se requiere de armadura adicional para reducir el riesgo de que partes del recubrimiento caigan desde la columna.

La sección 21.4.4.4 establece una longitud mínima sobre la que se debe proporcionar armadura transversal con un menor espaciamiento en los extremos de los elementos, en donde generalmente se produce la fluencia por flexión. Los resultados de las investigaciones indican que la longitud debe aumentarse en un 50 por ciento o más en sitios tales como la base del edificio, en donde las cargas axiales y las demandas de flexión pueden ser especialmente elevadas.^{21.16}

Las columnas que soportan elementos rígidos discontinuos, como muros o cerchas, pueden desarrollar una respuesta inelástica considerable. Por lo tanto, se requiere que estas columnas tengan armadura transversal especial en toda su longitud. Esto comprende a todas las columnas bajo el nivel en el cual el elemento rígido ha sido discontinuado, a menos que las fuerzas mayoradas correspondientes a los efectos sísmicos sean bajas. (ver 21.4.4.5)

Observaciones de terreno han mostrado un daño significativo de columnas en la zona no confinada cercana a la media altura. Los requisitos del [punto 21.4.4.6](#) tienen por objeto asegurar una tenacidad de la columna relativamente uniforme en toda su longitud.

CÓDIGO

extenderse dentro del muro por lo menos en la longitud de desarrollo de la mayor barra longitudinal de la columna en el punto en que termina. Si la columna termina en una zapata o una losa de fundación, la armadura transversal, tal como se especifica en las secciones 21.4.4.1 a la 21.4.4.3, debe extenderse por lo menos 300 mm en la zapata o losa de fundación.

21.4.4.6- Cuando no se proporciona armadura transversal como se especifica en las secciones 21.4.4.1 a la 21.4.4.3, a lo largo de toda la longitud de la columna, el resto de la longitud de la columna debe contener armadura en forma de zuncho o de cerco con un espaciamiento medido de centro a centro que no exceda al menor de: seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm.

21.4.5- Requisitos de resistencia al corte

21.4.5.1- Fuerzas de diseño

La fuerza de corte de diseño V_e se debe determinar considerando los máximos esfuerzos que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables M_{pr} del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales mayoradas que actúan en él. No es necesario que las fuerzas de corte en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en el momento máximo probable M_{pr} de los elementos transversales que confluyen en el nudo. En ningún caso V_e debe ser menor que el corte mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.

COMENTARIO

Las trabas consecutivas que enlazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90° en lados opuestos de la columna

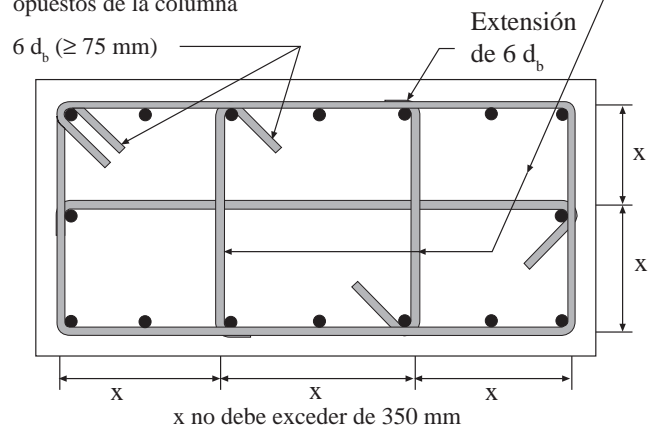


Fig. C21.4.4 Ejemplo de armadura transversal en columnas

C21.4.4.6- Las disposiciones de la sección 21.4.4.6 se agregaron en 1989 para proporcionar una protección y ductilidad razonable en la zona media de las columnas, entre la armadura transversal. Observaciones después de terremotos han mostrado daños significativos en las columnas en la región no confinada, y se requiere un mínimo de amarras o zunchos para proveer de una tenacidad más uniforme a la columna a lo largo de su longitud.

C21.4.5- Requisitos de resistencia al corte

C21.4.5.1- Fuerzas de diseño

Las disposiciones de la sección 21.3.4.1 también se aplican a elementos sujetos a cargas axiales (por ejemplo, columnas). Sobre el nivel del suelo, el momento en un nudo puede estar limitado por la resistencia a flexión de las vigas que llegan a él. Cuando las vigas llegan desde lados opuestos a un nudo, la resistencia combinada puede ser la suma de la resistencia a momento negativo de la viga a un lado y la resistencia a momento positivo de la viga en el otro lado del nudo. Las resistencias a momento deben determinarse usando un factor de reducción de resistencia igual a 1.0 y una tensión en el acero de armadura de al menos $1.25 f_y$. La distribución de la resistencia combinada a momento de las vigas hacia las columnas sobre y bajo el

CÓDIGO

21.4.5.2- La armadura transversal sobre la longitud ℓ_o identificada en la [sección 21.4.4.4](#) debe estar dimensionada para resistir el corte suponiendo $V_c = 0$ cuando se produzcan las siguientes condiciones simultáneamente:

- (a) El esfuerzo de corte sísmico calculado de acuerdo con la [sección 21.4.5.1](#) representa un medio o más de la resistencia máxima al corte requerida en esa longitud.
- (b) La fuerza axial de compresión mayorada, incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c / 20$

21.5- Nudos en marcos especiales resistentes a momento

21.5.1- Requisitos generales

21.5.1.1- Las fuerzas en la armadura longitudinal de vigas, en la cara del nudo, deben determinarse suponiendo que la tensión en la armadura de tracción por flexión es $1.25 f_y$.

21.5.1.2- La resistencia del nudo debe regirse por los factores de reducción de resistencia apropiados que se especifican en la [sección 9.3](#).

21.5.1.3- La armadura longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse, en tracción, de acuerdo con la [sección 21.5.4](#), y en compresión de acuerdo con el [capítulo 12](#).

21.5.1.4- Donde la armadura longitudinal de una viga atraviesa una unión viga-columna, la dimensión de la columna paralela a la armadura de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de mayor diámetro, para hormigones de peso normal. Para hormigones livianos, la dimensión no debe ser menor que 26 veces el diámetro de la barra.

COMENTARIO

nudo, debe estar basada en el análisis. El valor M_{pr} en la [figura C21.3.4](#) puede calcularse a partir de la resistencia a flexión del elemento en el nudo viga-columna.

C21.5- Nudos en marcos especiales resistentes a momento

C21.5.1- Requisitos generales

El desarrollo de rotaciones inelásticas en las caras de los nudos en marcos de hormigón armado está asociado con deformaciones en la armadura que exceden con mucho la deformación de fluencia. En consecuencia, el esfuerzo de corte en el nudo generado por la armadura de flexión se calcula para una tensión de $1.25 f_y$ en la armadura ([sección 21.5.1.1](#)). Una explicación detallada de las razones de un posible desarrollo de esfuerzos más allá de la tensión de fluencia en la armadura de tracción de vigas principales se proporciona en la [referencia 21.7](#).

C21.5.1.4- Investigaciones^{[21.17-21.21](#)} han mostrado que las barras rectas en vigas pueden deslizarse dentro del nudo viga-columna durante una secuencia de inversiones de momento de gran magnitud. Las tensiones de adherencia en estas barras rectas pueden ser muy altas. Para reducir sustancialmente el deslizamiento durante la formación de rótulas en las vigas adyacentes, sería necesario tener una razón entre la dimensión de la columna y el diámetro de la barra de aproximadamente 1/32, lo que conduciría a nudos

21.5.2- Armadura transversal

21.5.2.1- Dentro del nudo deben colocarse cercos de armadura transversal, como lo especifica la [sección 21.4.4](#), a menos que dicho nudo esté confinado por elementos estructurales, como lo especifica la sección 21.5.2.2.

21.5.2.2- Cuando existan elementos que se unen en los cuatro lados del nudo y el ancho de cada elemento mide por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, debe disponerse armadura transversal, por lo menos la mitad de la cantidad requerida en la [sección 21.4.4.1](#), dentro de la altura del elemento de menor altura. En estos lugares, se permite que el espaciamiento especificado en la [sección 21.4.4.2 \(b\)](#) se incremente a 150 mm.

21.5.2.3- Debe disponerse armadura transversal, como lo especifica la [sección 21.4.4](#), a través del nudo para proporcionar confinamiento para la armadura longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna cuando dicho confinamiento no es suministrado por una viga que forme parte del marco en el nudo.

21.5.3- Resistencia al corte

21.5.3.1- La resistencia nominal al corte del nudo no debe considerarse mayor que las fuerzas especificadas a continuación, para hormigón con áridos de peso normal:

muy grandes. A partir de una revisión de los ensayos disponibles, se han elegido límites de 1/20 de la profundidad de la columna en la dirección de la carga como tamaño máximo de las barras en vigas de hormigón de peso normal, y un límite de 1/26 para hormigón liviano. Debido a la falta de datos específicos, la modificación para hormigón liviano usa el factor 1.3 del capítulo 12. El Comité 318 siente que este límite proporciona un control razonable sobre el potencial deslizamiento de las barras de la viga en el nudo viga-columna, considerando el número de incursiones inelásticas previstas en el marco durante un sismo mayor. Un tratamiento en detalle de este tema se presenta en la [Referencia 21.22](#).

C21.5.2- Armadura transversal

Sin importar lo bajo que sea el esfuerzo de corte calculado en un nudo de un marco resistente a fuerzas inducidas por sismo, se debe proporcionar armadura de confinamiento ([sección 21.4.4](#)) a través del nudo alrededor de la armadura de la columna ([sección 21.5.2.1](#)). Como se especifica en la sección 21.5.2.2, la armadura de confinamiento puede reducirse si los elementos horizontales llegan al nudo desde los cuatro lados. La edición de 1989 proporcionó un límite máximo para el espaciamiento en estas áreas, sobre la base de los datos disponibles^{21.23-21.26}

La sección 21.5.2.3 se refiere a un nudo en el cual el ancho de la viga excede a la dimensión correspondiente a la columna. En este caso, la armadura de la viga no confinada por la armadura de la columna debe recibir apoyo lateral, ya sea mediante una viga que llegue al mismo nudo o mediante armadura transversal.

C21.5.3- Resistencia al corte

Los requisitos del capítulo 21 para dimensionar nudos se basan en la [referencia 21.7](#), en cuanto a que los fenómenos de comportamiento dentro del nudo se interpretan en términos de una resistencia nominal al

CÓDIGO

Para nudos confinados en las cuatro caras.....	$1.7 \sqrt{f'_c} A_j$
Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas.....	$1.25 \sqrt{f'_c} A_j$
Para otros casos.....	$1.0 \sqrt{f'_c} A_j$

Se considera que un elemento proporciona confinamiento al nudo si al menos las tres cuartas partes de la cara del nudo es cubierta por el elemento. Un nudo se considera confinado si tales elementos de confinamiento forman marcos en todas las caras del nudo.

21.5.3.2- Para hormigón con agregado liviano, la resistencia nominal al corte del nudo no debe exceder de las tres cuartas partes de los límites señalados en la [sección 21.5.3.1](#).

COMENTARIO

corte en el nudo. Debido a que los ensayos de nudos^{21.17} y de vigas de gran altura^{21.8} indican que la resistencia al corte no es tan sensible a la armadura en los nudos (de corte) como lo implicaba la expresión desarrollada por el Comité ACI 326^{21.27} para vigas, y adoptada por el Comité ACI 352^{21.7} para aplicarla a nudos, el Comité 318 decidió fijar la resistencia del nudo como función sólo de la resistencia a la compresión del hormigón (sección 21.5.3) y exigir una cantidad mínima de armadura transversal en el nudo (sección 21.5.2). El área efectiva del nudo A_j se ilustra en la Fig. C21.5.3. En ningún caso A_j es mayor que el área de la sección transversal de la columna.

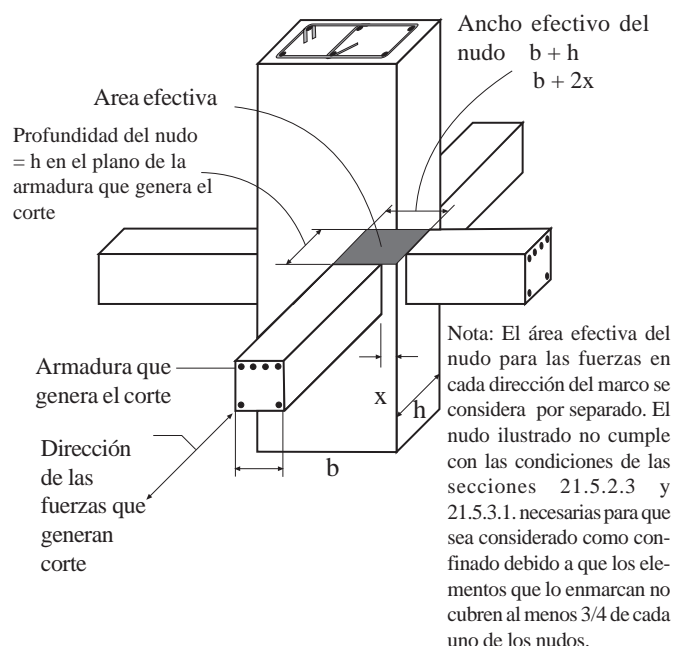


Fig. C21.5.3. Área efectiva del nudo.

Los tres niveles de resistencia al corte establecidos en [21.5.3.1](#) se basan en la recomendación del Comité ACI 352.^{21.7} Los datos de ensayos revisados por el comité^{21.17} indican que el valor más bajo que se daba en la [sección 21.5.3.1](#) del ACI 318-83 era inseguro al aplicarlo a nudos de esquinas.

21.5.4- Longitud de desarrollo de barras en tracción.

21.5.4.1- La longitud de desarrollo ℓ_{dh} , para una barra con gancho estándar de 90 grados en hormigón

C21.5.4- Longitud de desarrollo de barras en tracción

La longitud de desarrollo mínima para barras con resaltes, con ganchos estándar embebidos en hor-

CÓDIGO

de peso normal no debe ser menor que el mayor valor entre $8d_b$, 150 mm, y la longitud requerida por la ecuación (21-6):

$$\ell_{dh} = f_y d_b / 5.4 \sqrt{f_c} \quad (21-6)$$

para tamaños de barras de 10 a 36 mm de diámetro.

Para hormigón con agregado liviano, la longitud de desarrollo para una barra con gancho estándar de 90 grados no debe ser menor que el mayor valor entre $10d_b$, 190 mm, y 1.25 veces la requerida por la ecuación (21-6).

El gancho de 90 grados debe estar situado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde.

21.5.4.2- Para barras de 10 a 36 mm de diámetro, la longitud de desarrollo, ℓ_d , para una barra recta, no debe ser menor que (a) 2.5 veces la longitud requerida en la [sección 21.5.4.1](#) si el espesor de hormigón colocado de una sola colada debajo de la barra no excede de 300 mm ni (b) 3.5 veces la longitud requerida en la [sección 21.5.4.1](#) si el espesor de hormigón colocado de una sola colada debajo de la barra excede de 300 mm.

21.5.4.3- Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de una columna o elemento de borde. Cualquier porción de la longitud recta embebida fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor de 1.6.

21.5.4.4- Si se usa armadura recubierta con epóxico, las longitudes de desarrollo de las [secciones 21.5.4.1](#) a la [21.5.4.3](#) deben multiplicarse por el factor correspondiente especificado en las [secciones 12.2.4](#) ó [12.5.3.6](#).

COMENTARIO

migón de peso normal, se determina empleando la ecuación (21-6). La ecuación (21-6) está basada en los requisitos de la [sección 12.5](#). Puesto que el capítulo 21 establece que el gancho debe estar embebido en hormigón confinado, los coeficientes 0.7 (para recubrimiento de hormigón) y 0.8 (para amarras) se han incorporado en la constante empleada en la ecuación (21-6). La longitud de desarrollo que se derivaría directamente de la [sección 12.5](#) se ha incrementado para reflejar el efecto de inversiones de carga.

La longitud de desarrollo en tracción para una barra de armadura con ganchos estándar se define como la distancia, paralela a la barra, desde la sección crítica (donde va a desarrollarse la barra) hasta la tangente trazada en el borde exterior del gancho. La tangente se debe trazar perpendicularmente al eje de la barra. ([Véase la fig. C12.5](#)).

Factores tales como que el esfuerzo real en la armadura sea mayor que la tensión de fluencia, y que la longitud efectiva de desarrollo no se inicie necesariamente de la cara del nudo, han sido implícitamente considerados en la expresión de la longitud de desarrollo básica que se ha empleado como base de la ecuación (21-6).

En hormigón con agregado liviano, la longitud requerida por la ecuación (21-6) se debe incrementar en un 25% para compensar la variabilidad de las características de adherencia de barras de armadura en diversos tipos de hormigón de agregado liviano.

La [sección 21.5.4.2](#) especifica la longitud de desarrollo mínima para barras rectas como un múltiplo de la longitud indicada en la [sección 21.5.4.1](#). El caso (b) de la [sección 21.5.4.2](#) se refiere a barras superiores.

Cuando la longitud recta embebida requerida para una barra de armadura se extiende más allá del volumen confinado de hormigón (como lo definen las [secciones 21.3.3](#), [21.4.4](#) ó [21.5.2](#)), la longitud de desarrollo requerida se incrementa sobre la premisa de que el esfuerzo límite de adherencia fuera de

CÓDIGO

COMENTARIO

la región confinada, es menor que en el interior.

$$\ell_{dm} = 1.6 (\ell_d - \ell_{dc}) + \ell_{dc}$$

ó

$$\ell_{dm} = 1.6 \ell_d - 0.6 \ell_{dc}$$

donde:

ℓ_{dm} = Longitud de desarrollo requerida cuando la barra no está completamente embebida en hormigón confinado.

ℓ_d = Longitud de desarrollo requerida para barras rectas embebidas en hormigón confinado ([sección 21.5.4.3](#)).

ℓ_{dc} = Longitud de la barra embebida en hormigón confinado

La falta de referencias para barras $\phi 44$ y $\phi 56$ en la [sección 21.5.4](#) se debe a la escasez de información sobre el anclaje de dichas barras sometidas a inversiones de carga que simulen efectos sísmicos.

21.6- Muros estructurales especiales de hormigón armado y vigas de acoplamiento

21.6.1- Alcance

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros estructurales especiales de hormigón armado y vigas de acoplamiento que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

21.6.2- Armadura

21.6.2.1- Las cuantías de armadura distribuida en el alma, ρ_v y ρ_n , para muros estructurales no debe ser

C21.6- Muros estructurales especiales de hormigón armado y vigas de acoplamiento.

C21.6.1- Alcance

Esta sección contiene requisitos para las dimensiones y el detallamiento de muros estructurales especiales de hormigón armado y para vigas de acoplamiento. En el código de 1995, la [sección 21.6](#) contenía también disposiciones para diafragmas. Las disposiciones para diafragmas están en [21.7](#)

C21.6.2- Armadura

Los requisitos de armadura mínima (sección 21.6.2.1) se derivan de los códigos anteriores. El

CÓDIGO

menor que 0.0025, salvo que si el esfuerzo de corte de diseño no excede de $A_{cv} \sqrt{f'_c} / 12$, se permite reducir la armadura mínima para muros estructurales a la requerida en la sección 14.3. El espaciamiento de la armadura en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de 450 mm. La armadura proporcionada para resistencia al corte debe ser continua y debe estar distribuida a través del plano de corte.

21.6.2.2- En un muro deben emplearse cuando menos dos capas de armadura cuando el esfuerzo de corte mayorado asignado al muro exceda de $A_{cv} \sqrt{f'_c} / 6$,

21.6.2.3- Toda armadura continua en muros estructurales debe estar anclada o empalmada de acuerdo con las disposiciones para armadura en tracción, especificadas en la [sección 21.5.4](#).

21.6.3- Fuerzas de diseño

La fuerza de corte de diseño V_u debe obtenerse del análisis para carga lateral de acuerdo con las combinaciones de cargas mayoradas.

21.6.4- Resistencia al corte

21.6.4.1- La resistencia nominal al corte, V_n , de muros estructurales no debe exceder de:

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y) \quad (21-7)$$

donde el coeficiente α_c es 1/4 para $(h_w/\ell_w) \leq 1.5$, 1/6 para $(h_w/\ell_w) \geq 2.0$, y varía linealmente entre 1/4 y 1/6 para (h_w/ℓ_w) entre 1.5 y 2.0

COMENTARIO

requisito de distribución uniforme de la armadura por corte está relacionado con la intención de controlar el ancho de las grietas inclinadas. El requisito de dos capas de armadura en muros que soportan un corte de diseño sustancial (sección 21.6.2.2) se basa en la observación de que, bajo condiciones ordinarias de construcción, la probabilidad de mantener una sola capa de armadura cerca de la mitad del muro es baja. Mas aún, la presencia de la armadura cerca de la superficie tiende a inhibir la fragmentación del hormigón en el caso de agrietamiento severo durante un sismo.

Debido a que las fuerzas reales en barras de armadura longitudinal de elementos rígidos pueden exceder a las fuerzas calculadas, se requiere (sección 21.6.2.3) que toda la armadura continua se desarrolle por completo.

C21.6.3- Fuerzas de diseño

Los cortes de diseño para muros estructurales se obtienen del análisis para carga lateral con los factores de carga apropiados. Sin embargo, el diseñador debe considerar la posibilidad de fluencia en los componentes de tales estructuras, por ejemplo, en la porción de un muro entre dos aberturas para ventanas, en cuyo caso el corte real puede estar muy por sobre el corte indicado por el análisis de carga lateral basado en fuerzas mayoradas de diseño.

C21.6.4- Resistencia al corte

La ecuación (21 -7) reconoce la mayor resistencia al corte de muros con elevadas razones de corte a momento.^{21.7, 21.27, 21.28} La resistencia nominal al corte se da en términos del área neta de la sección resistente al corte. Para una sección rectangular sin aberturas, el término A_{cv} se refiere al área bruta de la sección transversal más que al producto del ancho y la profundidad efectiva. La definición de A_{cv} en la ecuación (21-7) facilita los cálculos de diseño para muros con armadura uniformemente distribuida y muros con aberturas.

CÓDIGO

21.6.4.2- En la [sección 21.6.4.1](#) el valor de la razón (h_w/ℓ_w) empleada para determinar V_n para segmentos de un muro debe ser la mayor entre aquella para todo el muro y aquella para el segmento de muro considerado.

21.6.4.3- Los muros deben tener armadura por corte distribuida para proporcionar resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si la razón (h_w/ℓ_w) no excede de 2.0, la cuantía de armadura ρ_v no debe ser menor que la cuantía de armadura ρ_n .

21.6.4.4- La resistencia nominal al corte de todos los muretes que comparten una fuerza lateral común, no debe suponerse mayor que $2A_{cv}\sqrt{f'_c}/3$, donde A_{cv} es el área total de la sección transversal, y la resistencia nominal al corte de cualquiera de los machones individuales no debe suponerse mayor que $5A_{cp}\sqrt{f'_c}/6$, donde A_{cp} representa el área de la sección transversal del machón considerado.

21.6.4.5- La resistencia nominal al corte de segmentos horizontales de muro y vigas de acoplamiento no debe suponerse mayor que $5A_{cp}\sqrt{f'_c}/6$, donde A_{cp} representa el área de la sección transversal del segmento horizontal de muro o viga de acoplamiento.

COMENTARIO

Un segmento de muro se refiere a una parte del muro delimitada por aberturas o por una abertura y un borde. Tradicionalmente, se ha denominado a un segmento de muro vertical delimitado por dos aberturas de ventanas como machón.

La razón h_w/ℓ_w puede referirse a las dimensiones totales de un muro o a un segmento de muro limitado por dos aberturas o por una abertura y un borde. El propósito del punto 21.6.4.2 es asegurarse que a ningún segmento del muro se le asigne una resistencia unitaria mayor que la de todo el muro. Sin embargo, un segmento de muro con una razón h_w/ℓ_w mayor que la de todo el muro, debe estar dimensionado para la resistencia unitaria asociada con la razón h_w/ℓ_w basada en las dimensiones para ese segmento.

Para restringir efectivamente las grietas inclinadas, la armadura incluida en ρ_n y ρ_v debe estar adecuadamente distribuida a lo largo de la longitud y altura del muro (punto 21.6.4.3). Al determinar ρ_n y ρ_v no se debe incluir el cordón de armadura cerca de los bordes del muro colocada en forma concentrada para resistir momentos de flexión. Dentro de límites prácticos, la distribución de la armadura por corte debe ser uniforme y con espaciamientos cortos.

Cuando la fuerza de corte mayorada en un nivel dado de una estructura es resistida por varios muros o varios machones de un muro con aberturas, la resistencia unitaria promedio al corte asumida para el total del área transversal disponible está limitada a $2\sqrt{f'_c}/3$ con el requisito adicional de que la resistencia unitaria al corte asignada a cualquier machón no exceda de $5\sqrt{f'_c}/6$. El límite superior de la resistencia que se debe asignar a cualquiera de los elementos se impone para limitar el grado de redistribución de la fuerza de corte.

Los “segmentos horizontales de muro” en el punto 21.6.4.5 se refieren a secciones de muro entre dos aberturas alineadas verticalmente ([figura C21.6.4.5](#)). Es, en efecto, un machón rotado en 90 grados. Un segmento horizontal de muro también se conoce como viga de acoplamiento cuando las aberturas están alineadas verticalmente en toda la altura del edificio.

La máxima resistencia nominal al corte de machones y de segmentos horizontales de muros resistentes a cargas sísmicas no debe exceder $\frac{1}{2} A_{cv} \sqrt{f'_c}$ (Ref. 1). Donde A_{cv} es el área de la sección transversal del elemento, según se define en 21.0.

Ref. 1.- Aktan, A. E. y Bertero, V. V. «Muros de Hormigón Armado. Diseño Sísmico al Corte», ASCE Journal, Agosto 1985.

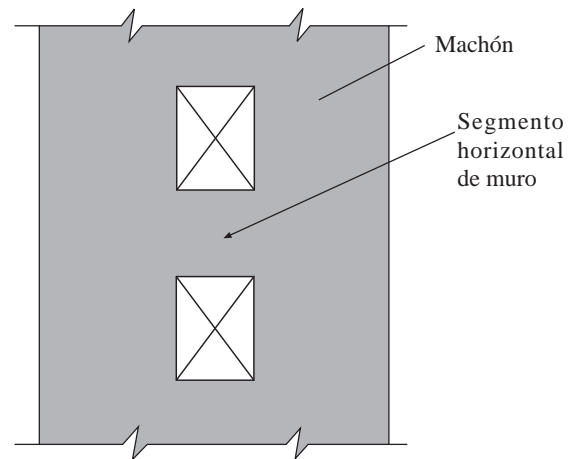


Fig. C21.6.4.5. Muro con aberturas

21.6.5- Diseño a flexión y carga axial

21.6.5.1- Los muros estructurales y las porciones de dichos muros sujetos a una combinación de carga axial y flexión deben diseñarse de acuerdo con las secciones 10.2 y 10.3, excepto que no se debe aplicar la sección 10.3.6 ni los requerimientos de deformación no lineal de la sección 10.2.2. Debe considerarse como efectivo el hormigón y la armadura longitudinal desarrollada dentro del ancho efectivo del ala, del elemento de borde y del alma del muro. Debe considerarse el efecto de las aberturas.

C21.6.5 - Diseño para flexión y carga axial

C21.6.5.1- La resistencia a flexión de un muro o de un segmento de muro se determina de acuerdo a los procedimientos normalmente usados para las columnas. Se debe determinar la resistencia considerando las fuerzas axiales y laterales aplicadas. Se debe incluir en el cálculo de la resistencia la armadura concentrada en los elementos de borde y la distribuida en las alas y alma basándose en un análisis de compatibilidad de deformaciones. La fundación que soporta al muro debe diseñarse para desarrollar las fuerzas del ala y del alma del muro. Para los muros con aberturas se debe considerar la influencia de la o las aberturas en las resistencias a flexión y corte, y se debe verificar la trayectoria de las cargas alrededor de ellas. Para este propósito pueden ser útiles los conceptos de diseño por capacidad y los modelos puntal - tensor.^{21.9}

CÓDIGO

21.6.5.2- A menos que se realice un análisis más detallado, el ancho efectivo del ala en secciones con alas debe extenderse desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y 25% de la altura total del muro.

21.6.6- Elementos de borde para muros estructurales especiales de hormigón armado

21.6.6.1- La necesidad de usar elementos especiales de borde en los extremos de muros estructurales debe evaluarse de acuerdo a las secciones 21.6.6.2 ó 21.6.6.3. Deben satisfacerse también los requerimientos de las secciones 21.6.6.4 y 21.6.6.5.

$$c \geq \frac{\ell_w}{600 (\delta_u/h_w)} \quad (21-8)$$

21.6.6.2- Esta sección se aplica a muros y machones que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta el tope del muro y son diseñados para tener una única sección crítica para flexión y carga axial. Los muros que no satisfagan estos requerimientos deben ser diseñados usando la sección 21.6.6.3

COMENTARIO

C21.6.5.2- Donde las secciones de muro se intercepten para generar formas L, T, o C, o secciones transversales de otra forma, se debe considerar la influencia del ala en el comportamiento del muro mediante la selección de anchos de ala apropiados. Los ensayos^{21.30} muestran que el ancho efectivo del ala aumenta con niveles crecientes de desplazamiento lateral y que la efectividad del ala en compresión es diferente del ala en tracción. El valor usado para el ancho efectivo del ala en compresión tiene poco impacto en la capacidad resistente y deformación del muro; por lo tanto, para simplificar el diseño, se usa un valor único de ancho efectivo del ala tanto en tracción como en compresión, basado en una estimación del ancho efectivo del ala en tracción.

C21.6.6 - Elementos de borde en muros estructurales especiales de hormigón armado.

Se estima que no es necesario aplicar el artículo 21.6.6.3 en la práctica chilena.

C21.6.6.1 - En el punto 21.6.6.1 se incluyen dos procedimientos de diseño para evaluar los requerimientos de detallamiento en los bordes de muros. La sección 21.6.6.2 permite el uso del diseño basado en desplazamientos para los muros, en el que los detalles estructurales se determinan directamente sobre la base del desplazamiento lateral esperado del muro. Las disposiciones del punto 21.6.6.3 son similares a las del código de 1995 y han sido mantenidas porque son conservadores en la evaluación de la armadura transversal requerida en los bordes de muro para muchos tipos de muro. Los requisitos indicados en los puntos 21.6.6.4 y 21.6.6.5 se aplican tanto a los muros estructurales diseñados de acuerdo a las indicaciones del punto 21.6.6.2 como del 21.6.6.3.

R21.6.6.2 - La sección 21.6.6.2 se basa en la suposición que la respuesta inelástica del muro está dominada por la flexión en una sección crítica de fluencia. El muro debe dimensionarse de manera tal que la sección crítica se produzca en el lugar que se pretende.

CÓDIGO

- (a) Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde donde:

La cantidad δ_u/h_w en la Ec. (21-8) no debe tomarse menor que 0.007

- (b) Donde se requieran elementos especiales de borde según la sección 21.6.6.2 (a), la armadura del elemento especial de borde debe extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia no menor que la mayor entre ℓ_w y $M_u/4V_u$.

COMENTARIO

La ecuación (21 - 8) se deriva de un enfoque basado en desplazamientos.^{21.31,21.32} Este procedimiento asume que se requiere de elementos de borde especiales para confinar el hormigón en los lugares en donde la deformación en la fibra extrema de compresión del muro exceda a un valor crítico cuando el muro se alcanza el desplazamiento de diseño. Se pretende que la dimensión horizontal del elemento especial de borde se extienda, por lo menos, en toda la longitud en donde la tensión de compresión exceda el valor crítico. La altura del elemento de borde especial se basa en estimaciones del límite superior de la longitud de rótula plástica y se extiende más allá de la zona sobre la que se podría producir descascaramiento del hormigón. El límite inferior de 0.007 en la cantidad δ_u/h_w requiere una capacidad de deformación moderada en los edificios rígidos.

La profundidad del eje neutro c en la ecuación (21-8) es la profundidad calculada de acuerdo con la sección 10.2, excepto que no se necesita aplicar los requisitos de deformación no lineal del punto 10.2.2, correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del muro cuando se desplaza en la misma dirección que δ_u . La carga axial corresponde a la carga axial mayorada que es consistente con las combinaciones de carga de diseño que producen el desplazamiento δ_u .

El método requiere un valor para el desplazamiento δ_u , valor no considerado en la norma chilena de acciones sísmicas NCh 433 Of 96. Por el momento, para fines de diseño se puede utilizar el valor obtenido con el espectro elástico de la norma, sin aplicar factores de reducción de la respuesta.

También se acepta cualquier procedimiento que permita relacionar el desplazamiento δ_u con la demanda de curvatura a nivel local, debiéndose confinar el hormigón en todas las regiones donde el acortamiento unitario esperado para el hormigón supere un cuatro por mil.

21.6.6.3 - Los muros estructurales que no sean diseñados de acuerdo a las indicaciones del punto 21.6.6.2 tendrán elementos de borde especiales en los bordes y alrededor de las aberturas de los muros estructurales

C21.6.6.3 - Mediante este procedimiento se considera que en el muro actúan cargas de gravedad W y el máximo corte y momento inducidos por el sismo en una dirección dada. Bajo esta carga, los bordes

CÓDIGO

cuando la tensión de compresión máxima de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas mayoradas, incluyendo efectos sísmicos, sobrepase $0.2 f'_c$. Se permite que los elementos de borde especiales sean discontinuados donde la tensión de compresión calculada sea menor que $0.15 f'_c$. Las tensiones deben ser calculadas para las fuerzas mayoradas usando el modelo lineal elástico y las propiedades de la sección bruta. Para muros con alas, debe usarse un ancho de ala efectivo como se define en el [punto 21.6.5.2](#).

21.6.6.4- En donde de acuerdo con los puntos [21.6.6.2](#) o [21.6.6.3](#) se requieran elementos especiales de borde, se debe cumplir con las siguientes condiciones:

- (a) El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $c - 0.1 \ell_w$ y $c/2$;
- (b) En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 300 mm dentro del alma.
- (c) La armadura transversal de los elementos especiales de borde debe cumplir con los requisitos especificados en los [puntos 21.4.4.1](#) al [21.4.4.3](#), excepto que no necesita cumplirse con la [ecuación \(21 - 3\)](#).
- (d) La armadura transversal de los elementos especiales de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo en, a lo menos, el largo de desarrollo de la mayor armadura longitudinal en los elementos especiales de borde, a menos que los elementos especiales de borde terminen en una zapata o losa de fundación, en donde la

COMENTARIO

comprimidos en la sección crítica soportan la carga tributaria de gravedad más la resultante de compresión asociada con el momento de flexión.

Reconociendo que esta condición de carga puede repetirse muchas veces durante los movimientos fuertes, el hormigón debe confinarse en donde las tensiones de compresión calculadas excedan un valor crítico nominal igual a $0.2f'_c$. Esta tensión debe calcularse para las fuerzas mayoradas en la sección suponiendo respuesta lineal de la sección bruta de hormigón. La tensión de compresión $0.2f'_c$ se usa como un valor índice y no necesariamente describe el estado real de tensión que podría desarrollarse en la sección crítica bajo la influencia de las fuerzas de inercia reales para la intensidad esperada del sismo.

C21.6.6.4- El valor $c/2$ en el punto 21.6.6.4 (a) se entrega para proporcionar una longitud mínima del elemento especial de borde. En donde las alas están fuertemente comprimidas es posible que la interface entre el alma y el ala esté fuertemente tensionada y podría sufrir roturas locales a menos que la armadura de los elementos especiales de borde se extienda dentro del alma. La [ecuación \(21-3\)](#) no es aplicable a los muros.

Debido a que la armadura horizontal probablemente actúe como armadura del alma en los muros que requieren de elementos de borde, esta debe estar completamente anclada en los elementos de borde que actúen como alas (21.6.6.4). Lograr este anclaje es difícil cuando se producen grandes grietas transversales en los elementos de borde. Por lo tanto, se recomienda el uso de ganchos estándar de 90 grados o el uso de anclaje mecánico en vez del desarrollo de barras rectas.

armadura transversal de los elementos especiales de borde se debe extender, a lo menos, 300 mm dentro de la zapata o losa de fundación;

- (e) La armadura horizontal en el alma del muro debe estar anclada para desarrollar la tensión de fluencia especificada, f_y , dentro del núcleo confinado del elemento de borde;
- (f) Los empalmes mecánicos de la armadura longitudinal de los elementos de borde deben cumplir con lo indicado en el [punto 21.2.6](#). Los empalmes soldados de la armadura longitudinal de los elementos de borde deben cumplir con las especificaciones de la [sección 21.2.7](#).

21.6.6.5 - Cuando no se requieren elementos especiales de borde de acuerdo a lo indicado en los puntos [21.6.6.2](#) ó [21.6.6.3](#), se debe cumplir con lo siguiente:

- (a) Si la cuantía de armadura longitudinal en el borde del muro es mayor que $2.8/f_y$, la armadura transversal de borde debe cumplir con lo indicado en los [puntos 21.4.4.1 \(c\)](#), [21.4.4.3](#) y [21.6.6.4 \(a\)](#). El espaciamiento longitudinal máximo de la armadura transversal en el borde no debe exceder de 200 mm;
- (b) Cuando V_u en el plano del muro sea mayor que $A_{cv} \sqrt{f'_c} / 12$, la armadura transversal que termine en los bordes de muros estructurales sin elementos de borde debe tener un gancho estándar que enganche la armadura de borde, o la armadura de borde debe estar confinada con estribos en U que tengan el mismo tamaño y espaciamiento y estén empalmados a la armadura horizontal.

21.6.6.6 - Los empalmes mecánicos y soldados de la armadura longitudinal de elementos de borde deben cumplir con lo indicado en los [puntos 21.2.6](#)

C21.6.6.5 - Las inversiones de carga cíclicas pueden ocasionar pandeo en la armadura longitudinal de borde incluso en los casos en que la demanda en los bordes del elemento no requiera de elementos especiales de borde. Para inhibir el pandeo en los muros con cantidades moderadas de armadura longitudinal de borde se requiere de amarras. La cuantía de armadura longitudinal pretende incluir únicamente la armadura en los bordes del muro como se indica en la [figura C21.6.6.5](#). Se permite un espaciamiento mayor de las amarras en relación con lo indicado en el [punto 21.6.6.4\(c\)](#) debido a la menor demanda de deformación en los muros.

La adición de ganchos o estribos en U en los extremos de la armadura horizontal del muro proporciona anclaje de tal modo que la armadura sea efectiva para resistir esfuerzos de corte. También tenderá a inhibir el pandeo de la armadura vertical en los bordes. En los muros con poco corte en el plano no es necesario el desarrollo de la armadura horizontal.

Debe anclarse siempre la armadura horizontal en los bordes del muro.

y 21.2.7.

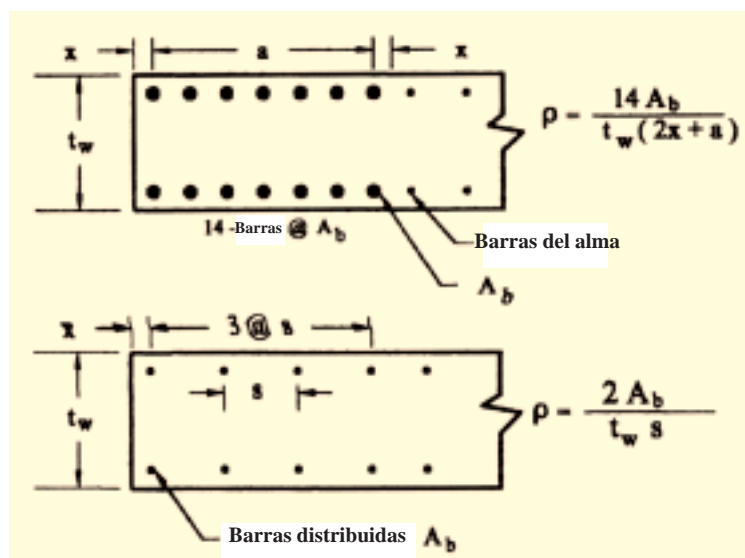


figura C21.6.6.5. Cuantías de armadura longitudinal para condiciones de borde típicas en muros.

21.6.7 - Vigas de acoplamiento

21.6.7.1 - Las vigas de acoplamiento con una razón de aspecto $\ell_n/d \geq 4$ deben cumplir con los requisitos indicados en el punto 21.3. No se requiere cumplir los requisitos establecidos en los puntos 21.3.1.3 y 21.3.1.4(a) si se puede demostrar mediante análisis que la viga tiene una estabilidad lateral adecuada.

21.6.7.2 - Se permite que las vigas de acoplamiento con una razón de aspecto $\ell_n/d < 4$ sean reforzadas con dos grupos de barras que se intersecten diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz.

21.6.7.3 - Las vigas de acoplamiento con una razón de aspecto $\ell_n/d < 2$ y con una fuerza de corte mayorada V_u que exceda de $\sqrt{f'_c} b_w d/3$, debe reforzarse con dos grupos de barras que se intersecten diagonalmente, colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz, a menos que se pueda demostrar que la pérdida

C21.6.7 - Vigas de acoplamiento

Las vigas de acoplamiento que conectan muros estructurales pueden proporcionar rigidez y disipación de energía. En muchos casos las limitaciones geométricas generan vigas de acoplamiento altas en relación a su luz libre. Las vigas de acoplamiento altas pueden estar controladas por corte y pueden ser susceptibles al deterioro de resistencia y rigidez bajo las cargas sísmicas. Los resultados de los ensayos^{21.33, 21.34}, han demostrado que una armadura diagonal confinada proporciona resistencia adecuada en las vigas de acoplamiento altas.

Los experimentos demuestran que la armadura orientada diagonalmente únicamente es efectiva si las barras están colocadas con una gran inclinación. Por lo tanto, las vigas de acoplamiento con armadura diagonal están restringidas a vigas que tengan una razón de aspecto $\ell_n/d < 4$.

Cada elemento diagonal consiste en un entramado de armadura longitudinal y transversal como el que se muestra en la figura C21.6.7. El entramado con-

CÓDIGO

de rigidez y resistencia de las vigas de acoplamiento no degradará la capacidad de la estructura para soportar carga vertical, o la evacuación de la estructura, o la integridad de los elementos no estructurales y de sus conexiones con la estructura.

21.6.7.4 - Las vigas de acoplamiento reforzadas con dos grupos de barras que se intersectan diagonalmente colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz deben cumplir con lo siguiente:

(a) Cada grupo de barras colocado diagonalmente debe consistir en un mínimo de cuatro barras ensambladas en un núcleo con lados, medidos al lado exterior de la armadura transversal, no menor que $b_w/2$ perpendicular al plano de la viga y de $b_w/5$ en el plano de la viga y perpendicular a las barras en diagonal;

(b) La resistencia nominal al corte nominal, V_n , se debe determinar por

$$V_n = 2 A_{vd} f_y \sin \alpha \leq 5 \sqrt{f'_c} b_w d/6 \quad (21 - 9)$$

(c) Cada grupo de barras colocadas diagonalmente debe estar confinado por armadura transversal que cumpla con lo establecido en los [puntos 21.4.4.1 al 21.4.4.3](#). Con el propósito de efectuar el cálculo de A_g para su uso en las [ecuaciones \(10 - 6\) y \(21 - 3\)](#), se asumirá el recubrimiento mínimo de hormigón, como se requiere en el [punto 7.7](#), en los cuatro costados de cada grupo de barras colocadas diagonalmente;

(d) Las barras colocadas diagonalmente se deben desarrollar en tracción en el muro;

(e) Se debe considerar que las barras colocadas diagonalmente contribuyen a la resistencia nominal a flexión de la viga de acoplamiento.

(f) Se debe proveer de armadura paralela y transversal al eje longitudinal y, como mínimo, debe adecuarse a lo especificado en los [puntos 11.8.9 y 11.8.10](#).

COMENTARIO

tiene a lo menos cuatro barras longitudinales y confina a un núcleo de hormigón. Los requisitos para las dimensiones laterales del entramado y de su núcleo tienen por objeto proporcionar una adecuada “tenacidad” y estabilidad a la sección transversal cuando las barras se encuentren sometidas a cargas más allá de la fluencia. Las dimensiones mínimas y el espaciamiento libre requerido para la armadura pueden controlar el ancho del muro.

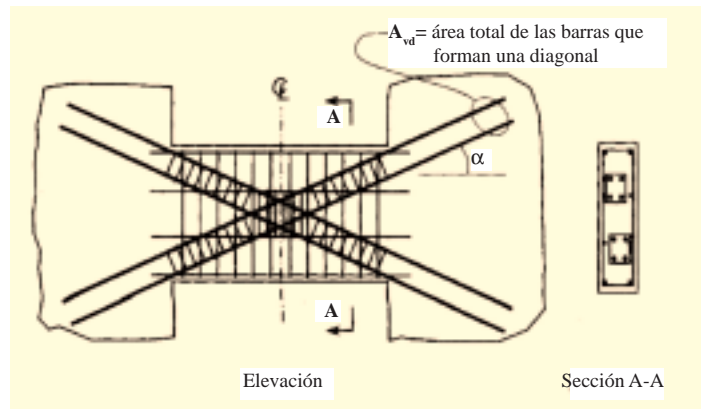


Fig. C21.6.7 - Viga de acoplamiento con armadura orientada diagonalmente.

Cuando las vigas de acoplamiento no se usan como parte del sistema resistente a fuerzas laterales, se puede obviar los requisitos para la armadura diagonal. Se permiten las vigas de acoplamiento no pretensadas en los lugares en que el daño a estas vigas no deteriora la capacidad de la estructura para soportar cargas verticales o la evacuación de la estructura o la integridad de los elementos no estructurales y sus conexiones con la estructura.

Cuando se usa armadura orientada diagonalmente, la armadura adicional indicada en el punto 21.6.7.4(F) es para contener el hormigón fuera de los núcleos diagonales en el caso que el hormigón sea dañado por las cargas sísmicas (Fig. C21.6.7).

21.6.8 - Juntas de construcción

Todas las juntas de construcción en los muros estructurales deben cumplir con lo indicado en la [sección 6.4](#) y la superficie de contacto debe hacerse rugosa como se especifica en el [punto 11.7.9](#).

21.6.9- Muros discontinuos

Las columnas que soporten muros estructurales discontinuos deben ser reforzadas de acuerdo a lo indicado en el [punto 21.4.4.5](#).

21.7- Diafragmas y enrejados estructurales**21.7.1- Alcance**

Las losas de piso y techo que actúen como diafragmas estructurales para transmitir acciones inducidas por movimientos sísmicos deben diseñarse de acuerdo a lo indicado en esta sección. Esta sección también se aplica a los puntales, tirantes, cuerdas y elementos colectores que transmiten fuerzas inducidas por sismos, como también a los enrejados que sirven como parte de los sistemas de resistentes a fuerzas sísmicas.

21.7.2- Sobrelosas compuestas hormigonadas en sitio que actúan como diafragmas

Se permite el uso como diafragma de una sobrelosa compuesta hormigonada en sitio sobre un piso o cielo prefabricado siempre que la sobrelosa sea armada y que sus conexiones estén dimensionadas y

C21.7 - Diafragmas y enrejados estructurales**C21.7.1 - Alcance**

Los diafragmas tal como son usados en edificios son elementos estructurales (tales como pisos y cielos) que cumplen algunas o todas de las siguientes funciones:

- (a) Apoyo para los elementos del edificio (tales como muros, tabiques y revestimientos) que resisten fuerzas horizontales, pero que no actúan como parte del sistema vertical resistente a fuerzas laterales;
- (b) Transferencia de las fuerzas laterales desde el punto de aplicación al sistema vertical de resistencia a fuerzas laterales del edificio;
- (c) Interconexión de los diferentes componentes del sistema vertical resistente a fuerzas laterales del edificio con la adecuada resistencia, rigidez y tenacidad de manera que el edificio responda de acuerdo a lo buscado en el diseño.^{21.35}

C21.7.2- Sobrelosas compuestas hormigonadas en sitio que actúan como diafragmas

Se requiere de una sobrelosa adherida de manera que el sistema de piso o cielo pueda proporcionar una restricción contra el pandeo de la losa. Se requiere armadura para asegurar la continuidad de la

CÓDIGO

detalladas para proporcionar una transferencia completa de fuerzas a las cuerdas, elementos colectores y al sistema de resistente a las fuerzas laterales. La superficie del hormigón previamente endurecido sobre la cual se coloca la sobrelosa debe estar limpia, libre de lechada y debe hacerse intencionalmente rugosa.

21.7.3- Sobrelosas hormigonadas en sitio que actúen como diafragmas

Se permite que una sobrelosa no compuesta hormigonada en sitio sobre un piso o cielo prefabricado sirva como un diafragma estructural siempre que la sobrelosa hormigonada en sitio por sí misma este dimensionada y detallada para resistir las fuerzas de diseño

21.7.4 - Espesor mínimo de diafragmas

Las losas de hormigón y las sobrelosas compuestas que sirven como diafragmas estructurales usadas para transmitir fuerzas sísmicas deben tener un espesor mínimo de 50 mm. Las sobrelosas colocadas sobre elementos de piso o cielo prefabricados, que actúan como diafragmas estructurales y que no dependen de la acción compuesta con los elementos prefabricados para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, deberán tener un espesor no menor que 70 mm.

21.7.5 - Armadura

21.7.5.1 - La cuantía mínima de armadura para los diafragmas estructurales debe estar de acuerdo con lo indicado en la [sección 7.12](#). En los sistemas de piso y cielo no pretensados el espaciamiento de la armadura en ambos sentidos no debe exceder de las 450 mm. Cuando se usa una malla soldada como armadura distribuida para resistir el corte en las sobrelosas colocadas sobre elementos de piso y cielo prefabricados, los alambres paralelos a la dirección de los elementos prefabricados deben estar espaciados a no menos de 250 mm. La armadura provista para la resistencia de corte debe ser continua y debe estar distribuida uniformemente a través del plano de corte.

COMENTARIO

fuerza de corte a través de las juntas del prefabricado. Los requisitos de conexión se introducen para promover un sistema completo con la necesaria transferencia de corte.

C21.7.3 - Sobrelosas hormigonadas en sitio que actúan como diafragmas

No se requiere de una acción compuesta entre la sobrelosa y los elementos prefabricados del piso, siempre que la sobrelosa sea diseñada para resistir las fuerzas sísmicas de diseño.

R21.7.4 - Espesor mínimo de diafragmas

El espesor mínimo de los diafragmas de hormigón refleja la práctica normal en sistemas nervados y de tipo waffle y en sobrelosas compuestas sobre sistemas prefabricados de piso y cielo. Se requiere de losas más gruesas cuando la sobrelosa no actúa en forma compuesta con el sistema prefabricado para resistir las fuerzas sísmicas de diseño.

C21.7.5 - Armadura

Las cuantías mínimas de armadura para los diafragmas se corresponden con las cantidades de armadura requeridas por temperatura y retracción ([7.12](#)). El espaciamiento máximo para la malla de armadura tiene por objeto controlar del ancho de las grietas inclinadas. Los requisitos mínimos de pretensado promedio se considera que son adecuados para limitar el ancho de las grietas en los sistemas postensados de piso; por lo tanto, los requisitos de espaciamiento máximo no se aplican a estos sistemas.

El requisito de espaciamiento mínimo para la malla de alambre soldado en las sobrelosas de siste-

21.7.5.2 - Los tendones adheridos pretensados que se usen como refuerzos primarios en cuerdas de diafragmas o elementos colectores deben ser dimensionados de forma tal que la tensión debida a las fuerzas sísmicas de diseño no exceda de 420 MPa. Se debe permitir que la precompresión de los tendones no adheridos resista las fuerzas de diseño del diafragma si se proporciona un flujo continuo para la carga.

21.7.5.3 - Los elementos de enrejados estructurales, puntales, amarras, cuerdas de diafragma y elementos colectores con tensiones de compresión que excedan $0.2f'_c$ en cualquier sección deben tener armadura transversal a todo lo largo del elemento, como se indica en los puntos 21.4.4.1 al 21.4.4.3. Se permite que la armadura transversal especial sea descontinuada en una sección en donde la resistencia a compresión calculada sea menor que $0.15f'_c$. Las tensiones se deben calcular para las fuerzas mayoradas usando un modelo lineal elástico y las propiedades de las secciones brutas de los elementos considerados.

21.7.5.4 - Toda armadura continua en diafragmas, enrejados, puntales, amarras, cuerdas y elementos colectores debe estar anclada o empalmada de acuerdo con los requisitos para armadura en tracción que se especifican en el punto 21.5.4.

21.7.5.5 - Se requieren empalmes tipo 2 cuando se usan empalmes mecánicos para transferir fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas laterales.

21.7.6 - Fuerzas de diseño

Las fuerzas de diseño sísmico para diafragmas estructurales se deben obtener del análisis para las cargas laterales de acuerdo con las combinaciones de cargas de diseño.

mas de piso prefabricados (21.7.5.1) tiene por objeto evitar la fractura de la armadura distribuida durante un sismo. Las grietas en la sobrelosa se abren inmediatamente sobre el encuentro entre las alas de los elementos prefabricados adyacentes, y los alambres que cruzan esas grietas son restringidos por los alambres transversales.^{21.36} Por lo tanto, toda la deformación asociada con el agrietamiento debe acomodarse en una distancia no mayor que el espaciamiento de los alambres transversales. En el punto 21.7.5.1 se requiere de un espaciamiento mínimo de 250 mm para los alambres transversales con el fin de reducir las posibilidad de rotura de los alambres que cruzan las grietas críticas, durante el sismo de diseño. Los requisitos de espaciamiento mínimo no se aplican a los diafragmas armados con barras individuales debido a que las tensiones se distribuyen sobre una longitud mayor.

El esfuerzo de compresión calculado para fuerzas mayoradas basadas en un modelo lineal elástico considerando la sección bruta del diafragma estructural se emplea como valor índice para determinar si se requiere de armadura de confinamiento. Un esfuerzo de compresión calculado de $0.2f'_c$ en un elemento se asume que indica que la integridad de toda la estructura depende de la capacidad de dicho elemento para resistir fuerzas substanciales de compresión bajo carga cíclica severa. Por lo tanto, se requiere de armadura transversal como se especifica en el punto 21.4.4 en dicho elemento para proporcionar confinamiento para el hormigón y la armadura (21.7.5.3).

Las dimensiones de los diafragmas estructurales típicos a menudo evitan el uso de armadura transversal a lo largo de las cuerdas. Se considera que es una solución el reducir la tensión de compresión reduciendo la luz libre del diafragma.

21.7.7 - Resistencia al corte

21.7.7.1 - La resistencia nominal al corte, V_n , de un diafragma estructural no deberá exceder de

$$V_n = A_{cv} (\sqrt{f_c} / 6 + \rho_n f_y) \quad (21 - 10)$$

21.7.7.2 - La resistencia nominal al corte, V_n , de los diafragmas formados por sobrelosas compuestas hormigonadas en sitio y los diafragmas formados por sobrelosas no compuestas colocadas sobre un piso o cielo prefabricados no debe exceder la fuerza de corte

$$V_n = A_{cv} \rho_n f_y \quad (21 - 11)$$

en donde A_{cv} se basa en el espesor de la sobrelosa. La malla de refuerzo requerida se debe distribuir uniformemente en ambas direcciones.

21.7.7.3 - La resistencia nominal al corte no debe exceder de $2A_{cv}\sqrt{f_c}/3$ donde A_{cv} es el área transversal bruta del diafragma.

21.7.8 - Elementos de borde de diafragmas estructurales

21.7.8.1 - Los elementos de borde de los diafragmas estructurales deben ser dimensionados para resistir la suma de las fuerzas axiales mayoradas que actúan en el plano del diafragma y la fuerza obtenida dividiendo el momento mayorado en la sección por la distancia entre los elementos de borde del diafragma en esa sección.

21.7.8.2 - Los empalmes de armadura de tracción en las cuerdas y elementos colectores de los diafragmas deben desarrollar la resistencia a la fluencia de la armadura. Los empalmes mecánicos y soldados deben ajustarse a lo indicado en los [puntos 21.2.6 y 21.2.7](#) respectivamente.

R21.7.7 - Resistencia al corte

Los requisitos de resistencia al corte para los diafragmas monolíticos, ecuación (21-10) en el punto 21.7.7.1, son los mismos que aquellos para los muros estructurales esbeltos. El término A_{cv} se refiere al espesor por el ancho del diafragma. Esto corresponde al área total de la viga alta efectiva que forma el diafragma. La armadura de corte debe colocarse perpendicular a la luz del diafragma.

Los requisitos de resistencia al corte para las sobrelosas que actúan como diafragmas están basados en un modelo de corte por fricción, y la contribución del hormigón a la resistencia nominal al corte no se incluye en la [ecuación \(21-9\)](#) para las sobrelosas colocadas sobre elementos prefabricados de piso. Siguiendo una práctica de construcción típica, las sobrelosas son hechas intencionalmente rugosas inmediatamente por sobre el encuentro entre las alas de los elementos prefabricados de piso adyacentes para dirigir las grietas de retracción. Como resultado, las secciones críticas del diafragma se rompen bajo cargas de servicio, y la contribución del hormigón a la capacidad de corte del diafragma puede haberse reducido antes que se produzca el sismo de diseño.

C21.7.8 - Elementos de borde en diafragmas estructurales

Para los diafragmas estructurales se asume que los momentos de diseño son resistidos completamente por cuerdas de fuerza que actúan en los lados opuestos del diafragma. La armadura colocada en los costados de los elementos colectores debe ser desarrollada completamente para su tensión de fluencia. También se requiere de un adecuado confinamiento de los traslapes. Si la armadura de cuerda está ubicada dentro de un muro, la junta entre el diafragma y el muro debe estar provista de una resistencia al corte adecuada para transferir las fuerzas de corte.

CÓDIGO

21.7.8.3 - La armadura de cuerdas y elementos colectores en las zonas de empalme y anclaje debe tener:

- (a) Un espaciamiento mínimo de tres diámetros de las barras longitudinales, pero no menores que 40 mm, y un recubrimiento mínimo de hormigón de dos y medio diámetros de las barras longitudinales, pero no menor que 50 mm; o
- (b) Armadura transversal como se requiere en el [punto 11.5.3](#), exceptuando lo requerido en el [punto 21.7.5.3](#).

21.7.9 - Juntas de construcción

Todas las juntas de construcción en los diafragmas deben adecuarse a lo indicado en la [sección 6.4](#) y las superficies de contacto deben hacerse intencionalmente rugosas según lo indicado en el [punto 11.7.9](#).

21.8 Fundaciones

21.8.1 Alcance

21.8.1.1 - Las fundaciones resistentes a las fuerzas sísmicas o que transfieran las fuerzas sísmicas entre la estructura y el suelo deben cumplir con lo indicado en el punto 21.8 y con los otros requisitos aplicables del código.

21.8.1.2 - Los requisitos indicados en esta sección para pilotes, pilotes perforados, cajones de fundación y losas de fundación complementan otros códigos de diseño y criterios de construcción aplicables. Ver [puntos 1.1.5](#) y [1.1.6](#).

21.8.2 - Zapatas, losas de fundación y cabezal de pilotes

21.8.2.1 - Las armaduras longitudinales de las columnas y muros estructurales que resistan las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos deben extenderse dentro de la zapata, losa de fundación o cabezal de pilotes, y deben estar totalmente desarrolladas para resistir tracción en la interfase.

COMENTARIO

El punto 21.7.8.3 pretende reducir la posibilidad de pandeo de la cuerda en la vecindad de zonas de empalmes y de anclaje.

C21.8 - Fundaciones

C21.8.1 - Alcance

Los requisitos para las fundaciones que soportan edificios a los que se les ha asignado un desempeño sísmico o categoría de diseño alta se han agregado al código de 1999. Representan un consenso respecto al nivel mínimo de buena práctica en el diseño y detallamiento de fundaciones de hormigón incluyendo pilotes, pilotes perforados y cajones de fundación. Es deseable que durante los movimientos fuertes del suelo la respuesta inelástica se produzca por encima de las fundaciones ya que la reparación de fundaciones puede ser extremadamente difícil y cara.

CÓDIGO

21.8.2.2 - Las columnas que sean diseñadas asumiendo condiciones de empotramiento en la fundación, deben cumplir con lo indicado en el [punto 21.8.2.1](#) y, si se requiere de ganchos, la armadura longitudinal que resiste la flexión debe tener ganchos de 90 grados cerca de la base de la fundación, con el extremo libre de las barras orientado hacia el centro de la columna.

21.8.2.3 - Las columnas o elementos de borde de los muros estructurales especiales de hormigón armado que tengan un borde dentro de la mitad de la profundidad de la zapata deben tener una armadura transversal de acuerdo con lo indicado en el [punto 21.4.4](#) provista bajo la parte superior de la zapata. Esta armadura debe extenderse dentro de la zapata a una distancia que no sea inferior al menor valor entre la profundidad de la zapata, losa de fundación o cabezal de pilotes, o el largo de desarrollo en tracción de la armadura longitudinal.

21.8.2.4 - Cuando los efectos sísmicos crean fuerzas de elevación en los elementos de borde de los muros estructurales especiales de hormigón armado o en las columnas, se debe proporcionar armadura de flexión en la parte superior de la zapata, losa de fundación o cabezal de pilotes para que resistan las combinaciones de carga de diseño, la que no puede ser menor que lo requerido en la [sección 10.5](#).

21.8.2.5 - Para el uso de hormigón simple en zapatas y muros de fundación consulte la [sección 22.10](#).

21.8.3 - Vigas apoyadas en el suelo y losas sobre el suelo

21.8.3.1 - Las vigas apoyadas en el suelo diseñadas para actuar como amarras horizontales entre las zapatas o coronamientos de pilotes deben tener armadura longitudinal continua que debe desarrollarse dentro o más allá de la columna soportada o estar anclada dentro de la zapata o del cabezal del pilote en todas las discontinuidades.

COMENTARIO

C21.8.2.2 - Los ensayos han demostrado^{21.37} que los elementos en flexión que terminan en una zapata, losa o viga (un nudo T) deberían tener sus ganchos vueltos hacia dentro en dirección del eje del elemento para que el nudo sea capaz de resistir la flexión en el elemento que forma el tallo de la T.

C21.8.2.3 - Las columnas o elementos de borde con apoyo cercano al borde de la fundación, como sucede a menudo cerca de las líneas de propiedad, deben detallarse para prevenir una falla en el borde de la zapata, cabezal de pilotes o losa de fundación.

C21.8.2.4 - La intención en el punto 21.8.2.4 es alertar al diseñador para que proporcione armadura superior tanto como los demás tipos de armadura requeridos.

C21.8.2.5 - En regiones de sismicidad elevada es deseable armar las fundaciones. El Comité 318 recomienda que en las regiones de elevada sismicidad las fundaciones y los muros de fundación sean armados.

C21.8.3 - Vigas apoyadas en el suelo y losas sobre el suelo

Las losas sobre el suelo son generalmente consideradas no estructurales y están excluidas del [punto 1.1.6](#). Sin embargo, para condiciones sísmicas, las losas sobre el suelo a menudo son parte del sistema resistente a fuerzas laterales y deberían diseñarse de acuerdo con este código como también con otros estándares y lineamientos apropiados.

CÓDIGO

21.8.3.2 - Las vigas sobre el suelo diseñadas para actuar como amarras horizontales entre zapatas o cabezales de pilotes deben ser dimensionadas de tal manera que la menor dimensión transversal sea igual o mayor que el espacio libre entre columnas conectadas dividido por 20, pero no necesita ser mayor a 450 mm. Se deben proporcionar amarras cerradas con un espaciamiento que no exceda al menor entre la mitad de la menor dimensión transversal o 300 mm.

21.8.3.3 - Las vigas sobre el suelo y las vigas que sean parte de una losa de fundación y estén sujetas a flexión desde columnas que son parte del sistema resistente a fuerzas laterales deben adecuarse a lo indicado en el [punto 21.3](#).

21.8.3.4 - Las losas sobre el suelo que resisten fuerzas sísmicas desde los muros o columnas que son parte del sistema resistente a fuerzas laterales deben diseñarse como diafragmas estructurales de acuerdo con lo indicado en el [punto 21.7](#). Los planos de diseño deben especificar claramente que la losa sobre el suelo es un diafragma estructural y parte del sistema resistente a fuerzas laterales.

21.8.4 - Pilotes, pilas y cajones de fundación

21.8.4.1 - Se aplican las especificaciones indicadas en el punto 21.8.4 a los pilotes, pilas y cajones de fundación que soportan estructuras diseñadas para tener resistencia sísmica.

21.8.4.2 - Los pilotes, pilas o cajones de fundación que resistan cargas de tracción deben tener armadura longitudinal continua sobre el largo que resiste las fuerzas de tracción. La armadura longitudinal debe detallarse para transferir las fuerzas de tracción dentro del coronamiento de los pilotes a los elementos estructurales soportados.

COMENTARIO

C21.8.3.2 - Las vigas apoyadas en el suelo que conectan cabezales de pilotes o zapatas pueden consistir en vigas separadas bajo la losa apoyada en el suelo o pueden ser un sector de mayor espesor dentro de la losa. Las limitaciones a la sección transversal y los requisitos mínimos de amarras proporcionan dimensiones razonables.

C21.8.3.3 - Las vigas apoyadas en el suelo que soportan esfuerzos sísmicos de flexión provenientes de los momentos en las columnas deben tener un detallamiento de la armadura similar al de las vigas que forman parte del marco sobre la fundación.

C21.8.3.4 - A menudo las losas sobre el suelo actúan como un diafragma para mantener la integridad del edificio a nivel del suelo y minimizan los efectos de movimientos desfasados del suelo que podrían producirse entre los apoyos del edificio. En estos casos, la losa debe ser armada y detallada adecuadamente. Los planos de diseño deben establecer claramente que estas losas son elementos estructurales de manera de prohibir el corte con sierra de la losa.

C21.8.4 - Pilotes, pilas y cajones de fundación

Un desempeño adecuado de los pilotes y cajones de fundación bajo cargas sísmicas requiere que estas disposiciones se cumplan además de otros estándares o lineamientos aplicables. Ver el [punto C1.1.5](#).

C21.8.4.2 - Se necesita una trayectoria de cargas en los cabezales de pilotes para transferir las fuerzas de tracción desde las barras de armadura en la columna o elementos de borde a través del cabezal hasta la armadura del pilote o cajón.

CÓDIGO

21.8.4.3 - En donde las fuerzas de tracción inducidas por los efectos sísmicos son transferidas entre el cabezal de pilote o losa de fundación y un pilote prefabricado por barras de refuerzo grouteadas o “post-intaladas” en la parte superior del pilote, se debe demostrar mediante ensayos que el sistema de grouteo desarrolla a lo menos un 125 por ciento de la tensión de fluencia especificada de la barra.

21.8.4.4 - Los pilotes, pilas o cajones deben tener armadura transversal de acuerdo con lo indicado en el punto 21.4.4 en las siguientes ubicaciones:

- (a) En la parte superior del elemento en por lo menos 5 veces la dimensión transversal del elemento, pero a no menos de 1.8 m por debajo de la parte inferior del cabezal del pilote;
- (b) Para las porciones de los pilotes en suelos que no son capaces de proporcionar soporte lateral, o en el aire o agua, a lo largo de toda la longitud del tramo sin soporte más el largo requerido en el punto 21.8.4.4(a).

21.8.4.5 - Para los pilotes prefabricados de hormigón la longitud de la armadura transversal proporcionada deberá ser la suficiente como para tomar en cuenta las variaciones potenciales en los extremos de los pilotes.

21.8.4.6 - Los pilotes, pilas o cajones que soportan edificaciones con muros apoyados en conectores, de uno o dos pisos están exentos de los requisitos de armadura transversal indicado en los puntos 21.8.4.4 y 21.8.4.5.

21.8.4.7 - Los cabezales de pilotes que incorporan pilotes inclinados deben diseñarse para resistir la totalidad de la resistencia a compresión de los pilotes inclinados actuando como columnas cortas. Los efectos de esbeltez de los pilotes inclinados se deben considerar para la porción de los pilotes en que el suelo no es capaz de proporcionar soporte lateral, o en el aire o en agua.

COMENTARIO

C21.8.4.3 - Se necesita desarrollar los pasadores grouteados ubicados en la parte superior de un pilote prefabricado de hormigón, y los ensayos son un medio práctico de demostrar la capacidad de estos elementos. Alternativamente, las barras de refuerzo pueden dejarse insertas en la parte superior del pilote, ser expuesta por picado del hormigón y ser conectadas mecánicamente o soldadas a la continuación de la armadura.

C21.8.4.4 - Durante los sismos los pilotes pueden ser sometidos a demandas por flexión extremadamente elevadas en los puntos de discontinuidad, especialmente justo por debajo del cabezal del pilote o cerca de la base en un depósito de suelo suelto o blando. Los requisitos del código de 1999 para el confinamiento de la armadura en la parte superior del pilote se basa en numerosas fallas observadas en este lugar en los recientes terremotos. Se requiere de armadura transversal en este lugar para proporcionar un comportamiento dúctil. El diseñador también debe considerar la posible acción inelástica en el pilote en los cambios abruptos en los depósitos de suelo, tales como cambios de suelo de blando a firme o de capas de suelo densas a sueltas. Cuando se usan pilotes prefabricados, la posibilidad que la punta del pilar quede a una elevación distinta que la especificada en los planos debe ser considerada al detallar el pilote. Si el pilar alcanza el rechazo a una profundidad más superficial, se necesitará cortar un tramo más largo del pilote. Si esta posibilidad no es prevista la longitud de armadura transversal requerida en el punto 21.8.4.4 podría no estar disponible después que se corte la longitud en exceso del pilote.

R21.8.4.7 - A menudos se ha observado un daño estructural extensivo en la conexión de los pilotes inclinados y el edificio. El cabezal del pilote y la estructura circundante deben diseñarse para las fuerzas potencialmente altas que se pueden desarrollar en los pilotes inclinados.

CÓDIGO

21.9 - Elementos pertenecientes a marcos no dimensionados para resistir fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos.

21.9.1 - Los elementos pertenecientes a marcos que se asume no contribuyen a la resistencia lateral deben detallarse de acuerdo a lo indicado en los puntos 21.9.2 y 21.9.3 dependiendo de la magnitud del momento inducido en aquellos elementos si son sometidos a los desplazamientos de diseño. Si los efectos de los desplazamientos de diseño no son explícitamente comprobados, se permite que se apliquen los requerimientos del punto 21.9.3.

21.9.2 - Cuando los momentos y esfuerzos de corte inducidos por los desplazamientos de diseño de la sección 21.9.1 combinados con los esfuerzos de corte y momentos gravitacionales mayorados no excedan la resistencia de diseño al corte y momento del elemento, deben satisfacerse las condiciones de las secciones 21.9.2.1, 21.9.2.2, y 21.9.2.3. Para este propósito debe usarse la combinación más crítica entre **1.05 D + 1.28 L** o **0.9 D**.

21.9.2.1 - Elementos sometidos a una fuerza axial gravitacional mayorada que no exceda $A_g f'_c/10$ deben satisfacer la sección 21.3.2.1. El espaciamiento de los estribos debe ser menor que $d/2$ a lo largo de todo el elemento.

21.9.2.2 - Los elementos con una fuerza axial gravitacional mayorada mayor que $A_g f'_c/10$ deben satisfacer las secciones 21.4.3, 21.4.4.1(3), 21.4.4.3 y 21.4.5. El espaciamiento longitudinal máximo de las amarras debe ser s_o en toda la altura de la columna. El espaciamiento s_o no debe ser mayor que seis diámetros de la barra longitudinal de menor diámetro o que 150 mm, el que sea menor.

21.9.2.3 - Los elementos con una fuerza axial gravitacional mayorada que exceda de $0.35P_o$ deben satisfacer la sección 21.9.2.2 y la cantidad de armadura transversal provista debe ser la mitad de

COMENTARIO

R21.9 - Elementos pertenecientes a marcos no dimensionados para resistir fuerzas inducidas por movimientos sísmicos.

Los requisitos de detallamiento para los elementos que son parte del sistema resistente a fuerzas laterales suponen que los elementos pueden sufrir deformaciones que excedan el límite de fluencia del elemento sin una pérdida significativa de resistencia. Los elementos que no son parte del sistema resistente a fuerzas laterales considerado no necesitan cumplir con todos los requisitos de detallamiento de los elementos en los que se confía para resistir las fuerzas laterales. Deberían, sin embargo, ser capaces de resistir las cargas gravitacionales para los desplazamientos laterales correspondientes a los niveles de diseño establecidos en el código vigente para el diseño sísmico. El desplazamiento de diseño está definido en el [punto 21.1](#)

La [sección 21.9](#) reconoce que los desplazamientos reales resultantes de las fuerzas sísmicas pueden ser mayores que los desplazamientos calculados usando las fuerzas de diseño y los modelos de análisis usados normalmente. La [sección 21.9.1](#) define un desplazamiento nominal con el propósito de establecer los requisitos de detallamiento. Esta sección del código de 1995 ha sido revisada con el objeto de reflejar los cambios desde un enfoque de tensiones admisibles a un enfoque de diseño por resistencia en los códigos vigentes para el diseño sísmico.^{21.1} Los desplazamientos reales pueden exceder el valor indicado en el [punto 21.9.1](#). En la [sección 21.9.2](#) se establecen los requisitos de detallamiento que tienen por objeto proporcionar un sistema capaz de resistir las cargas gravitacionales bajo incursiones moderadas dentro del rango inelástico. En la [sección 21.9.3](#) se establecen los requisitos de detallamiento que tienen por objeto proporcionar un sistema capaz de resistir cargas gravitacionales bajo desplazamientos mayores.

Los modelos usados para determinar las deflexiones de diseño de los edificios deben elegirse para pro-

CÓDIGO

la requerida por la [sección 21.4.4.1](#) sin exceder el espaciamiento s_o para la altura completa de la columna.

21.9.3 - Si el momento o el esfuerzo de corte inducido bajo los desplazamientos de diseño de la [sección 21.9.1](#) exceden la resistencia de diseño a momento o corte del elemento, o si los momentos inducidos no son calculados, deben satisfacerse las condiciones de las secciones 21.9.3.1, 21.9.3.2 y 21.9.3.3:

21.9.3.1- Los materiales deben satisfacer las [secciones 21.2.4](#) y [21.2.5](#). Los empalmes mecánicos deben satisfacer la [sección 21.2.6](#) y los empalmes soldados deben satisfacer la [sección 21.2.7.1](#)

21.9.3.2- Los elementos con una fuerza axial gravitacional mayorada menor que $A_g f'_c/10$ deben satisfacer las [secciones 21.3.2.1](#) y [21.3.4](#). El espaciamiento de los estribos debe ser menor que $d/2$ a lo largo de todo el elemento.

21.9.3.3- Los elementos con una fuerza axial gravitacional mayorada mayor que $A_g f'_c/10$ deben satisfacer las secciones [21.4.4](#), [21.4.5](#) y [21.5.2.1](#).

21.10- Requisitos para marcos intermedios resistentes a momento

21.10.1- Los requisitos de esta sección se aplican a marcos intermedios resistentes a momento.

21.10.2- Los detalles de la armadura en un elemento de un marco deben satisfacer la [sección 21.10.4](#) cuando la carga mayorada de compresión axial del elemento no exceda $A_g f'_c/10$. Cuando la carga mayorada de compresión axial es mayor, los detalles de la armadura del marco deben cumplir con la [sección 21.10.5](#), a menos que el elemento tenga armadura de zuncho de acuerdo con la [ecuación \(10-6\)](#). Cuando un sistema de losa armada en dos direcciones sin vigas se considera como parte de un marco resistente al sismo, los detalles de la armadura en cualquier vano que resiste momentos cau-

COMENTARIO

ducir resultados que se aproximen en forma conservadora a los valores esperados durante el sismo de diseño, considerando los sistemas vertical, horizontal y de diafragma en forma adecuada.

Los factores de carga gravitacional pueden verse en el punto C9.2.3.

C21.10- Requisitos para marcos intermedios resistentes a momento

El objetivo de los requisitos en la [sección 21.10.3](#) es reducir el riesgo de falla por corte durante un sismo. El diseñador tiene dos opciones para determinar el esfuerzo de corte mayorado.

De acuerdo con la opción (a) de la [sección 21.10.3](#), el esfuerzo de corte mayorado se determina a partir de la resistencia nominal a momento del elemento y de la carga gravitacional que tiene. En la [Fig. C21.10.3](#) se presentan ejemplos de una viga y una columna.

Para determinar el corte máximo en la viga, se supone que sus resistencias nominales a momento ($\phi = 1.0$) se desarrollan simultáneamente en ambos extremos de su vano libre. Como se indica en

CÓDIGO

sados por carga lateral deben satisfacer la [sección 21.10.6](#).

21.10.3- La resistencia de diseño al corte de vigas, columnas, y losas armadas en dos direcciones que resisten efectos sísmicos no debe ser menor que una de las condiciones siguientes:

- la suma del corte asociado con el desarrollo del momento nominal del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el corte calculado para cargas gravitacionales mayoradas, o
- el corte máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan el efecto sísmico, **E**, considerado **E** como el doble del prescrito por el código de diseño sísmico vigente.

21.10.4- Vigas

21.10.4.1- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. Tanto la resistencia a momento negativo como la resistencia a momento positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser menores de un quinto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

21.10.4.2- En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos en longitudes iguales a dos veces la altura del elemento, medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento máximo de los estribos no debe ser mayor que:

- $d/4$,
- de ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro,
- de 24 veces el diámetro de la barra del estribo, ni
- de 300 mm.

COMENTARIO

la Fig. C21.10.3, el corte asociado con esta condición $[(M_{nl} + M_{nr})/\ell_n]$ sumado algebraicamente al efecto de las cargas mayoradas gravitacionales indica el corte para el que debe diseñarse la viga. En este ejemplo, tanto la carga muerta, w_D , como la carga viva, w_L , se suponen uniformemente distribuidas.

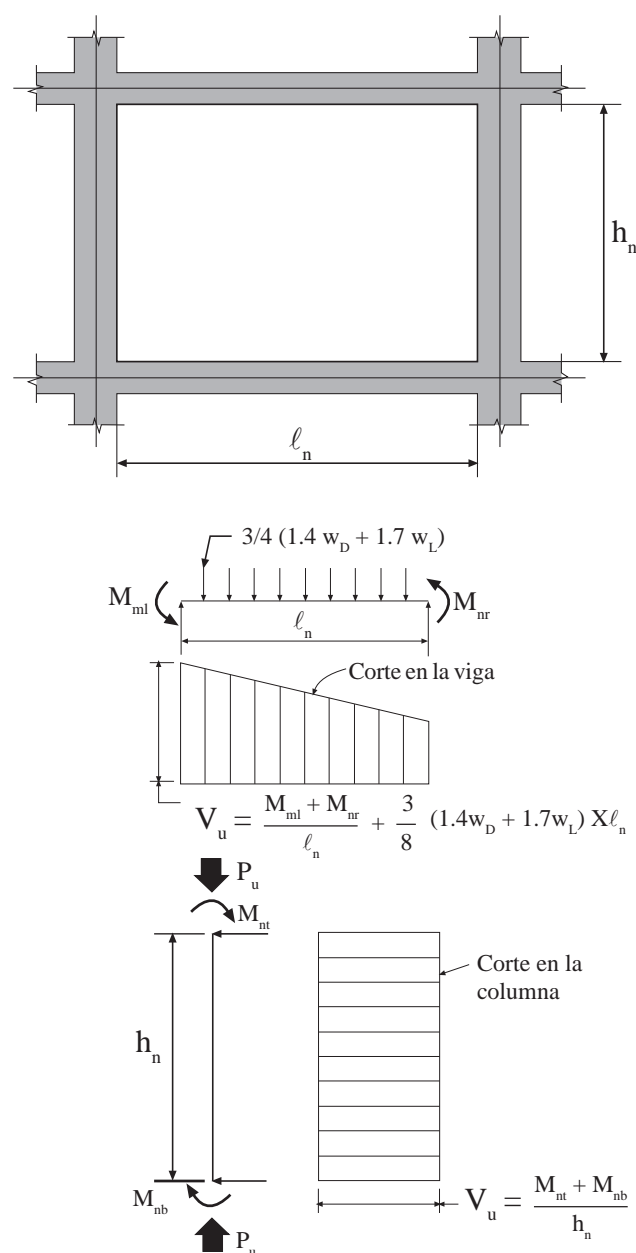


Fig. C21.10.3 Esfuerzo de corte de diseño para marcos en regiones de riesgo sísmico moderado (sección 21.10)

CÓDIGO

21.10.4.3- Los estribos deben estar espaciados a no más de $d/2$ a lo largo de la longitud del elemento.

21.10.5- Columnas

21.10.5.1- El espaciamiento máximo de las amarras no debe ser mayor de s_o en una longitud ℓ_o , medida desde la cara del nudo. El espaciamiento s_o no debe exceder el menor entre:

- (a) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro,
- (b) 24 veces el diámetro de la barra de amarre,
- (c) la mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento de marco, y
- (d) 300 mm.

La longitud ℓ_o no debe ser menor que :

- (1) una sexta parte de la luz libre del elemento,
- (2) la mayor dimensión de la sección transversal del elemento, ni que
- (3) 500 mm.

21.10.5.2- La primera amarra debe estar situada a no más de $s_o/2$ a partir de la cara del nudo.

21.10.5.3- La armadura del nudo debe estar de acuerdo con la [sección 11.11.2](#).

21.10.5.4- El espaciamiento de las amarras no debe exceder del doble del espaciamiento s_o .

21.10.6- Losas en dos direcciones sin vigas

21.10.6.1- El momento mayorado de la losa en el apoyo, asociado con el efecto sísmico, debe determinarse mediante las combinaciones de cargas definidas por las [ecuaciones \(9-2\) y \(9-3\)](#). Toda la armadura proporcionada para resistir M_s , la fracción

COMENTARIO

También se ilustra en la [Fig. 21.10.3](#) la determinación del corte de diseño para una columna en un ejemplo particular. La carga axial mayorada de diseño, P_u , se debe elegir para desarrollar la mayor resistencia a momento de la columna.

En todas las aplicaciones de la opción (a) de la [sección 21.10.3](#), los cortes se deben calcular para el momento, actuando en el sentido de las manecillas del reloj y en sentido contrario. La [Fig. C 21.10.3](#) demuestra sólo una de las dos condiciones que deben considerarse para cada elemento. La opción (b) fundamenta V_u en la combinación de carga que incluye el efecto sísmico, E , el cual debe duplicarse. Por ejemplo, la combinación de carga definida por la [ecuación \(9-2\)](#) sería:

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 3.74E)$$

donde E es el valor especificado por el código vigente.

La [sección 21.10.4](#) contiene requisitos para proporcionar a las vigas un nivel mínimo de tenacidad. En la mayoría de los casos, los estribos requeridos por la [sección 21.10.3](#) para el diseño por esfuerzos de corte serán más que los requeridos por la [sección 21.10.4](#). Los requisitos de la sección 21.10.5 sirven al mismo propósito para columnas.

La sección 21.10.6 se aplica a losas en dos direcciones sin vigas (como losas planas).

El uso de las combinaciones de carga definidas en 9.2.3 pueden dar como resultado momentos que requieran armadura tanto superior como inferior en los apoyos.

El momento M_s se refiere, para una combinación dada de carga de diseño con E actuando en una dirección horizontal, a la porción del momento mayorado de losas que es balanceado por el elemento de apoyo en un nudo. No es necesariamente igual al momento total de diseño en el apoyo para una combinación de carga que incluya el efecto sísmico. De acuerdo con la [sección 13.5.3.2](#), sólo se asigna una fracción ($\gamma_s M_s$) del momento M_s al ancho efectivo de la losa.

CÓDIGO

del momento de la losa equilibrado por el momento en el apoyo, debe colocarse dentro de la franja de columna definida en la [sección 13.2.1](#).

21.10.6.2- La fracción del momento M_s , definida por la [ecuación \(13-1\)](#), debe ser resistida por la armadura colocada dentro del ancho efectivo especificado en la [sección 13.5.3.2](#).

21.10.6.3- No menos de la mitad de la armadura en la franja de columna en el apoyo debe colocarse dentro del ancho efectivo de la losa especificado en la [sección 13.5.3.2](#).

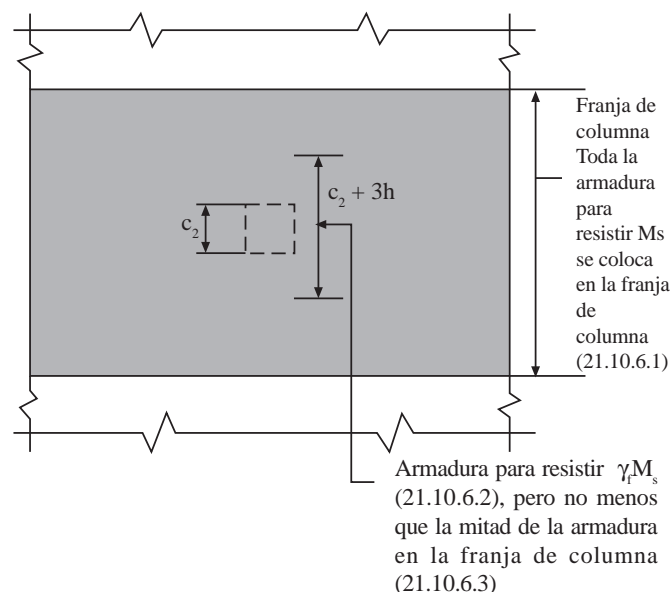
21.10.6.4- No menos de un cuarto parte de la armadura superior en el apoyo de la franja de columna debe ser continua a lo largo de la luz.

21.10.6.5- La armadura continua inferior en la franja de columna no debe ser menor que un tercio de la armadura superior en el apoyo en la franja de columna.

21.10.6.6- No menos de la mitad de toda la armadura inferior en el centro de la luz debe ser continua y debe desarrollar su tensión de fluencia en la cara del apoyo, como se define en la [sección 13.6.2.5](#).

21.10.6.7- En los bordes discontinuos de la losa, toda la armadura superior e inferior en el apoyo debe desarrollarse en la cara del apoyo, como se define en la [sección 13.6.2.5](#).

COMENTARIO



Nota: Aplicable tanto a la armadura superior como a la inferior

Fig. 21.10.6.1 - Localización de la armadura en losas.

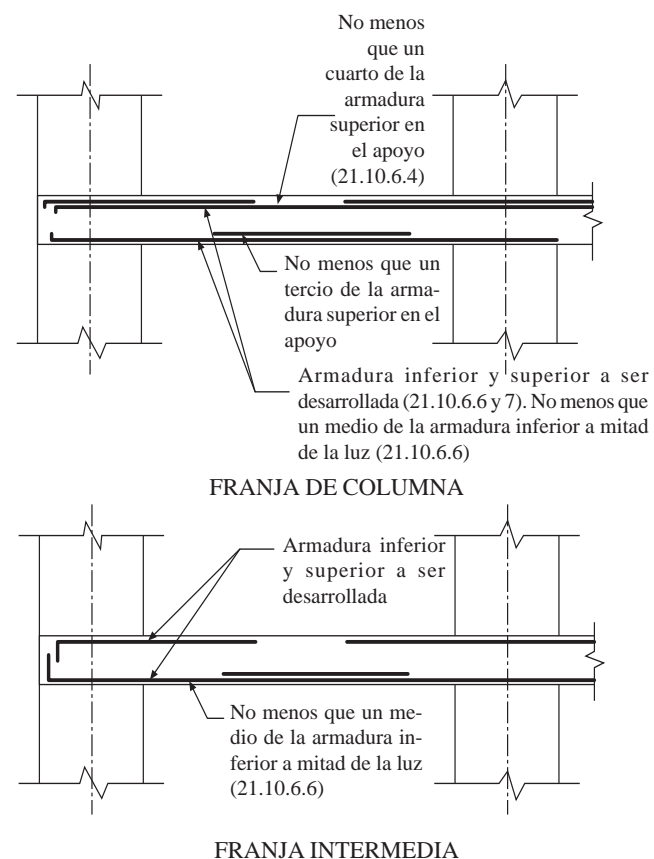


Fig. 21.10.6.2 - Distribución del armadura en losas.

En las figuras C21.10.6.1 y C21.10.6.2 se ilustra la aplicación de varios artículos de la sección 21.10.6.

22.0- Notación

- A_g = Área total de la sección, mm².
- A_1 = Área cargada, mm².
- A_2 = Área de la base inferior del tronco cono mayor de la pirámide, cono o cuña ahusada, contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y con pendientes laterales de 1 en vertical por 2 en horizontal, mm².
- b = Ancho del elemento, mm
- b_o = Perímetro de la sección crítica por corte en zapatas, mm
- B_n = Resistencia nominal al aplastamiento del área cargada, N
- f'_c = Resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa. Véase el capítulo 5.
- $\sqrt{f'_c}$ = Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa.
- f_{ct} = Resistencia promedio a la tracción por hendimiento del hormigón con agregado liviano. MPa. Véase las [secciones 5.1.4](#) y [5.1.5](#).
- h = altura total del elemento, mm
- ℓ_c = Distancia vertical entre apoyos, mm.
- M_n = Resistencia nominal a momento en la sección, N mm
- M_u = Momento mayorado en la sección, N mm
- P_n = Resistencia nominal de la sección transversal sometida a compresión, N
- P_{nw} = Resistencia nominal a carga axial de un muro diseñado según la [sección 22.6.5](#), N
- P_u = Carga axial mayorada para a una excentricidad dada, N
- S = Módulo elástico para la sección considerada, mm³
- V_n = Resistencia nominal al corte en la sección, N
- V_u = Esfuerzo de corte mayorado en la sección, N

C22.0- Notación

Las unidades de medida se indican en la Notación para ayudar al usuario y no es la intención excluir el correcto uso de otras unidades para los mismos símbolos.

- β_c = Razón entre el lado largo y el lado corto de una carga concentrada o de una reacción.
- ϕ = Factor de reducción de la resistencia. Véase la [sección 9.3.5](#)

22.1- Alcance

22.1.1- Este capítulo proporciona los requisitos mínimos para el diseño y construcción de elementos de hormigón simple estructural (hormigonados en sitio o prefabricados), excepto en lo especificado en las secciones 22.1.1.1 y 22.1.1.2.

22.1.1.1- Los muros de subterráneos de hormigón simple estructural deben exceptuarse de los requisitos para condiciones especiales de exposición dados en la [sección 4.2.2](#)

22.1.1.2- El diseño y construcción de losas apoyadas en el suelo, como aceras o losas sobre el terreno, no está controlado por este código, a menos que ellas transmitan cargas verticales desde otras partes de la estructura al suelo.

22.1.2- En estructuras especiales, como arcos, estructuras subterráneas para servicios, muros gravitacionales, y muros pantalla, las disposiciones de este capítulo deben controlar cuando sean aplicables.

22.2- Limitaciones

22.2.1- Las disposiciones de este capítulo deben aplicarse al diseño de elementos de hormigón simple estructural. Véase la [sección 2.1](#).

C22.1- Alcance

Con anterioridad al código de 1995, los requisitos para el hormigón simple se encontraban en “**Building Code Requirements for Structural Plain Concrete (ACI 318.1-89) (Revised 1992)**.” Los requisitos para el hormigón simple se encuentran ahora en el capítulo 22 de este código.

C22.1.1.1- La sección 22.1.1.1 exceptúa a los muros de hormigón simple estructural de los requisitos para condiciones especiales de exposición, debido al exitoso empleo de grandes cantidades de hormigón con resistencias a compresión a los 28 días de 17.5 y 21 MPa en muros de subterráneos de viviendas y estructuras menores que no cumplen con los requisitos de resistencia de la [Tabla 4.2.2](#).

C22.1.1.2- No está dentro del alcance de este código establecer requisitos de diseño y construcción para elementos no estructurales de hormigón simple, como losas apoyadas sobre el suelo (losas sobre el terreno).

C22.2- Limitaciones

CODIGO

22.2.2- El uso del hormigón simple estructural debe limitarse a:

- (a) elementos que están apoyados de manera continua sobre el suelo o que están apoyados sobre otros elementos estructurales capaces de proporcionarles un apoyo vertical continuo,
- (b) elementos en los cuales el efecto arco genera compresión bajo todas las condiciones de carga, o
- (c) muros y pedestales. Véase la [sección 22.6](#) y [22.8](#). No se permite el uso de columnas de hormigón simple estructural.

22.2.3- Este capítulo no controla el diseño e instalación de pilas y pilotes embebidos en el suelo que se han hormigonado en terreno.

COMENTARIO

C22.2.2 Y C22.2.3- Dado que la integridad estructural de un elemento de hormigón simple depende solamente de las propiedades del hormigón, el uso de elementos de hormigón simple estructural debiera estar limitado a: elementos que están básicamente en un estado de compresión; elementos que pueden tolerar grietas aleatorias sin menoscabo de su integridad estructural; y elementos en los que la ductilidad no es una característica esencial del diseño. La resistencia a tracción del hormigón puede utilizarse en el diseño de elementos cuando se considera el incremento de las tensiones de tracción debido a la restricción de los efectos de la fluencia lenta, la retracción o de la temperatura, y este incremento se reduce lo suficiente por medio de técnicas constructivas para evitar un agrietamiento incontrolado, o cuando se puede anticipar que el agrietamiento incontrolado debido a la restricción de esos efectos ocurrirá de tal manera que no inducirá un falla estructural o un colapso.

Se permiten los muros de hormigón simple sin una limitación de altura (véase la [sección 22.6](#)). Sin embargo, en construcciones de varios pisos u otro tipo de estructuras mayores, el comité ACI 318 insta a usar muros diseñados como elementos de hormigón armado según al [capítulo 14](#) (véase la [sección C22.6](#))

Dado que el hormigón simple carece de la necesaria ductilidad que deben poseer las columnas y debido a que las grietas aleatorias en una columna no armada muy probablemente pondrán en peligro su integridad estructural, el código no permite el uso de hormigón simple en columnas. Se permite, sin embargo, su uso en pedestales, limitados a una razón entre la altura no apoyada y la menor dimensión lateral de 3 o menos (véase la [sección 22.8.2](#)).

Los elementos estructurales, como pilotes y pilas hormigonadas en sitio contra el terreno u otros materiales suficientemente rígidos para proporcionar un adecuado apoyo lateral para prevenir el pandeo, no están cubiertos en este código. Dichos elementos deberían estar cubiertos en la Ordenanza General de Construcción.

CÓDIGO

22.2.4- Resistencia mínima

La resistencia especificada del hormigón simple para ser usado con fines estructurales no debe ser menor que 17.5 MPa.

22.3- Juntas

22.3.1- Deben proporcionarse juntas de contracción o aislación para dividir los elementos de hormigón simple estructural en elementos discontinuos en flexión. Para controlar el desarrollo de tensiones internas excesivas dentro de cada elemento, causadas por la restricción de los movimientos debidos a los efectos de fluencia lenta, retracción y de la temperatura, debe limitarse el tamaño de cada elemento.

22.3.2- En la determinación del número y ubicación de las juntas de contracción o aislación debe prestarse atención a: la influencia de las condiciones climáticas; la selección y dosificación de materiales; el mezclado, la colocación y el curado del hormigón; el grado de restricción al movimiento; las tensiones debidas a las cargas a las cuales está sometido el elemento; y las técnicas de construcción.

CÓMENTARIO

C22.2.4- Resistencia mínima

Se considera necesario un requisito de resistencia mínima para el hormigón simple debido a que la seguridad está basada exclusivamente en la resistencia y calidad del hormigón, el cual se trata como un material homogéneo. Las mezclas para hormigón pobre pueden no producir un material adecuadamente homogéneo o superficies bien moldeadas.

C22.3- Juntas

En las construcciones de hormigón simple, las juntas constituyen una importante consideración de diseño. En el hormigón armado, se proporciona armadura para resistir las tensiones debidas a la restricción de los efectos de la fluencia lenta, la retracción y de la temperatura. En el hormigón simple, las juntas son el único medio de diseño para controlar y con esto aliviar el desarrollo de dichas tensiones de tracción. Un elemento de hormigón simple, por lo tanto, debe ser lo suficientemente pequeño, o debe estar dividido en elementos menores por medio de juntas, para controlar el desarrollo de las tensiones internas. La junta puede ser una junta de contracción o una junta de aislación. Se considera suficiente una reducción mínima de un 25 por ciento del espesor del elemento para que una junta de contracción sea efectiva. Si es aplicable, la junta debe materializarse de tal manera que no se puedan desarrollar fuerzas de tracción axial ni tracción por flexión en ella después del agrietamiento, una condición denominada por el código como discontinuidad en flexión. Cuando el agrietamiento aleatorio debido a los efectos de la fluencia lenta, la retracción y la temperatura no afecte la integridad estructural, y por otra parte sea aceptable, como en el caso de agrietamiento transversal de un muro de fundación continuo, las juntas transversales de contracción y aislación no son necesarias.

22.4- Método de diseño

22.4.1- Los elementos de hormigón simple estructural deben diseñarse para tener una adecuada resistencia, de acuerdo con las disposiciones de este código, usando los factores de carga y la resistencia de diseño.

22.4.2- Las cargas y fuerzas mayoradas deben combinarse de acuerdo a lo especificado en la [sección 9.2](#).

22.4.3- Cuando la resistencia requerida excede a la resistencia de diseño, debe proporcionarse armadura y el elemento debe diseñarse como elemento de hormigón armado de acuerdo con los requisitos apropiados de este código.

22.4.4- El diseño por resistencia de elementos de hormigón simple estructural para flexión y cargas axiales debe basarse en relaciones tensión-deformación lineales, tanto en tracción como en compresión.

22.4.5- En el diseño de elementos de hormigón simple estructural, se permite considerar la resistencia a tracción del hormigón cuando se han seguido las disposiciones de la [sección 22.3](#).

22.4.6- No se debe asignar resistencia a la armadura de acero que pudiera estar presente.

22.4.7- La tracción no debe transmitirse a través de los bordes exteriores, juntas de construcción, juntas de contracción, o juntas de aislación de un elemento individual de hormigón simple. No se debe suponer continuidad de la flexión debida a tracción entre elementos adyacentes de hormigón simple estructural.

C22.4- Método de diseño

Los elementos de hormigón simple deben diseñarse para que tengan una adecuada resistencia usando cargas y fuerzas mayoradas. Cuando las cargas mayoradas exceden las resistencias de diseño para la resistencia especificada del hormigón, debe incrementarse la sección y/o aumentarse la resistencia especificada, o el elemento debe diseñarse como elementos de hormigón armado de acuerdo con los requisitos de este código. El diseñador debería notar, sin embargo, que un aumento en la sección de hormigón puede tener un efecto perjudicial; las tensiones debidas a las cargas disminuirán al tiempo que las tensiones debidas a los efectos de la fluencia lenta, la retracción y de la temperatura pueden aumentar.

C22.4.4- La tracción por flexión puede ser considerada en el diseño de elementos de hormigón simple para soportar cargas, siempre que las tensiones calculadas no excedan los valores admisibles, y se proporcionen juntas de construcción, contracción o aislación para relajar la restricción y las tensiones de tracción resultantes debidas a los efectos de la fluencia lenta, la temperatura y la retracción.

CÓDIGO

22.4.8- Al calcular la resistencia a flexión, flexión y carga axial combinada, y corte, debe considerarse en el diseño la sección completa de un elemento, excepto para el hormigón vaciado contra el suelo en donde la altura total **h** debe tomarse como 50 mm menor que la dimensión real.

22.5- Diseño por resistencia

22.5.1- El diseño de secciones transversales sometidas a flexión debe basarse en:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (22-1)$$

Donde **M_u** es el momento mayorado y **M_n** es el momento resistente nominal calculado como:

$$M_u = \frac{5}{12} \sqrt{f'_c} S \quad (22-2)$$

Donde **S** es el módulo de sección elástica para la sección transversal considerada.

22.5.2- El diseño de secciones transversales sometidas a compresión debe basarse en:

$$\phi P_n \geq P_u \quad (22-3)$$

Donde **P_u** es la carga mayorada y **P_n** es la resistencia nominal a compresión, calculada como:

$$P_n = 0.60 f'_c \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h} \right)^2 \right] A_1 \quad (22-4)$$

Donde **A₁** es el área cargada.

22.5.3- Los elementos sometidos a una combinación de flexión y carga axial de compresión deben dimensionarse de manera que en la cara de compresión:

$$P_u / \phi P_n + M_u / \phi M_n \leq 1 \quad (22-5)$$

y en la cara de tracción:

$$M_u / S - P_u / A_g \leq \frac{5\phi}{12} \sqrt{f'_c} \quad (22-6)$$

CÓMENTARIO

C22.4.8- El espesor total reducido, **h**, para hormigón vaciado contra el terreno toma en cuenta las irregularidades de la excavación y cierta contaminación del hormigón adyacente al suelo.

C22.5- Diseño por resistencia

C22.5.2- La Ec. (22-4) se presenta para reflejar el rango general de condiciones de arriostramiento y restricción en los extremos encontradas en elementos de hormigón simple estructural. El factor de longitud efectiva, como modificador de ℓ_c , la distancia vertical entre apoyos, fue omitido, debido a que esta es conservadora para muros en que se asume apoyos rotulados que deben estar arriostrados contra el desplazamiento lateral como lo indica la [sección 22.6.6.4](#).

C22.5.3- Los elementos de hormigón simple sometidos a una combinación de flexión y carga axial de compresión se dimensionan de manera que en la cara de compresión:

$$\frac{P_u}{0.60 \phi f'_c \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h} \right)^2 \right] A_1} + \frac{M_u}{0.85 \phi f'_c S} \leq 1$$

22.5.4- El diseño de secciones transversales rectangulares sometidas a corte debe basarse en:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (22-7)$$

donde V_u es el corte mayorado y V_n es la resistencia nominal al corte calculada como:

$$V_n = \frac{1}{9} \sqrt{f'_c} b h \quad (22-8)$$

para la acción como viga, y como:

$$V_n = \left(\frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta_c} \right) \frac{\sqrt{f'_c} b_o h}{12} \quad (22-9)$$

para la acción en dos direcciones, pero no mayor a $0.97 \sqrt{f'_c} b_o h$.

y en la cara de tracción:

$$\left(\frac{\text{Tensión por flexión calculada}}{\text{Tensión axial calculada}} \right) - \left(\frac{\text{Tensión axial calculada}}{\text{Tensión por flexión calculada}} \right) \leq \frac{5\phi}{12} \sqrt{f'_c}$$

C22.5.4- Las dimensiones de los elementos de hormigón simple están normalmente controladas por la resistencia a tracción en vez de la resistencia al corte. La tensión al corte (como sustituto de la tensión principal de tracción) raramente controlará. Sin embargo, dado que es difícil anticipar todas las posibles condiciones en las que se deba investigar el corte (por ej. llaves de corte), el comité 318 decidió mantener la investigación de esta condición de tensión básica como parte de los requisitos del código. Un diseñador experimentado reconocerá pronto cuando el corte no es crítico en elementos de hormigón simple y ajustará los procedimientos de diseño en consecuencia.

Los requisitos de corte para hormigón simple suponen una sección no agrietada. La falla de corte en hormigón simple será una falla por tracción diagonal, que se producirá cuando la tensión principal de tracción cerca del eje centroidal iguale a la resistencia a tracción del hormigón. Dado que la mayor parte de la tensión principal de tracción se debe al corte, el código se resguarda de una falla por tracción limitando el corte admisible en el eje centroidal, calculado a partir de la ecuación para una sección de material homogéneo:

$$v = VQ / Ib$$

Donde v y V son la tensión de corte y la fuerza de corte, respectivamente, en la sección considerada, Q es el momento estático del área fuera de la sección considerada alrededor del eje centroidal de la sección total, I es el momento de inercia de la sección total, y b es el ancho en el lugar donde se está considerando el corte.

22.5.5- El diseño de superficies de apoyo sometidas a compresión debe basarse en:

$$\phi B_n \geq P_u \quad (22-10)$$

donde P_u es la carga de aplastamiento mayorada y B_n es la resistencia nominal al aplastamiento del área cargada A_1 , calculada como:

$$B_n = 0.85 f'_c A_1 \quad (22-11)$$

excepto cuando la superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada, caso en que la resistencia nominal al aplastamiento debe multiplicarse por $\sqrt{A_2/A_1}$, pero no por más de 2.

22.5.6 – Hormigón liviano

Las ecuaciones para la resistencia nominal al corte y a flexión se aplican a hormigón de peso normal; para hormigón con agregado liviano debe aplicarse una de las modificaciones siguientes:

- (a) Cuando se especifica f_{ct} y el hormigón se dosifica de acuerdo con la [sección 5.2](#), $1.8 f_{ct}$ debe sustituir a $\sqrt{f'_c}$, pero el valor de $1.8 f_{ct}$ no debe ser mayor que $\sqrt{f'_c}$
- (b) Cuando no se especifica f_{ct} , el valor de $\sqrt{f'_c}$ debe multiplicarse por 0.75 para hormigón liviano en todos sus componentes y por 0.85 para hormigón liviano con arena de peso normal. Se permite interpolar linealmente cuando se use reemplazo parcial de arena.

22.5.6.1 – Las disposiciones de la sección 22.5 se aplican a hormigón de peso normal. Cuando se use hormigón con agregado liviano debe aplicarse una de las modificaciones siguientes:

- (a) Cuando se especifica f_{ct} y el hormigón se dosifica de acuerdo con la [sección 5.2](#), las ecuaciones que incluyen $\sqrt{f'_c}$ deben modificarse, sustituyendo $1.8 f_{ct}$ por $\sqrt{f'_c}$ en toda la sección 22.5, pero el valor de $1.8 f_{ct}$ no debe ser mayor que $\sqrt{f'_c}$

C22.5.6 – Hormigón liviano

Ver la [sección C11.2](#).

- (b) Cuando no se especifica f_{ct} , todos los valores de $\sqrt{f_c}$ en la [sección 22.5](#) deben multiplicarse por 0.75 para hormigón liviano en todos sus componentes y por 0.85 para hormigón liviano con arena de peso normal. Se permite interpolar linealmente cuando se use reemplazo parcial de arena

22.6- Muros

22.6.1- Los muros de hormigón simple estructural deben estar apoyados de manera continua en el suelo, zapatas, muros de fundación, vigas de fundación, o en otros elementos estructurales capaces de proporcionar un apoyo vertical continuo.

22.6.2- Los muros de hormigón simple estructural deben diseñarse para las cargas verticales, laterales o de otro tipo a las cuales estén sometidos.

22.6.3- Los muros de hormigón simple estructural deben diseñarse para una excentricidad correspondiente al momento máximo que puede acompañar a la carga axial, pero no menor a **0.10h**. Si la resultante de todas las cargas mayoradas se ubica dentro del tercio central del espesor total del muro, el diseño debe realizarse de acuerdo con las [secciones 22.5.3](#) ó [22.6.5](#). En caso contrario, los muros deben diseñarse de acuerdo con la [sección 22.5.3](#).

22.6.4- El diseño por corte debe realizarse de acuerdo con la [sección 22.5.4](#).

C22.6- Muros

Los muros de hormigón simple se usan normalmente para la construcción de muros de subterráneo en viviendas y en edificios comerciales livianos en zonas de baja o nula sismicidad. A pesar de que el código no impone una limitación a la altura máxima absoluta para el uso de muros de hormigón simple, se previene a los diseñadores respecto a la extrapolación de la experiencia con estructuras relativamente menores y respecto al uso de muros de hormigón simple en construcciones de varios pisos u otras estructuras mayores, donde los asentamientos diferenciales, el viento, el sismo, u otras condiciones de carga no previstas requieren que el muro tenga cierta ductilidad y capacidad de mantener su integridad una vez agrietado. Para dichas condiciones, el comité ACI 318 insta fuertemente a usar muros diseñados como elementos de hormigón armado de acuerdo con el [capítulo 14](#).

Las disposiciones para muros de hormigón simple son aplicables solamente a muros apoyados lateralmente de manera que se evite el desplazamiento lateral relativo entre la parte superior y la inferior de un muro individual (véase la [sección 22.6.6.4](#)). Este código no cubre los muros en los cuales no hay apoyo lateral que evite el desplazamiento relativo entre la parte superior y la inferior de un muro individual. Dichos muros no apoyados lateralmente deben diseñarse como elementos de hormigón armado de acuerdo con este código.

CÓDIGO

22.6.5- Método empírico de diseño

22.6.5.1- Se permite diseñar los muros de hormigón simple estructural de sección rectangular sólida por medio de la ecuación (22-12), siempre que la resultante de todas las cargas mayoradas se ubique dentro del tercio central del espesor total del muro.

22.6.5.2- El diseño de muros sometidos a cargas axiales de compresión debe basarse en :

$$\phi P_{nw} \geq P_u \quad (22-12)$$

donde P_u es la carga axial mayorada y P_{nw} es la resistencia nominal a carga axial, calculada como:

$$P_{nw} = 0.45f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (22-13)$$

22.6.6- Limitaciones

22.6.6.1- A menos que se demuestre mediante un detallado análisis, la longitud horizontal de un muro considerada como efectiva para cada carga vertical concentrada no debe exceder la distancia entre los ejes de las cargas, ni el ancho de la zona de aplastamiento más 4 veces el espesor del muro.

22.6.6.2- Excepto en lo establecido en la sección 22.6.6.3, el espesor de muros soportantes no debe ser menor que 1/24 de la longitud o altura no apoyada, la que sea menor, ni que 150 mm.

22.6.6.3- El espesor de muros exteriores de subterráneos y de fundación no debe ser menor que 200 mm.

22.6.6.4- Los muros deben estar arriostrados contra el desplazamiento lateral. Véase las [secciones 22.3 y 22.4.7](#).

22.6.6.5- Se deben proporcionar no menos de dos barras $\phi 16$ alrededor de todas las aberturas de ventanas y puertas. Dichas barras deben extenderse al menos 600 mm más allá de las esquinas de las aberturas.

CÓMENTARIO

C22.6.5- Método empírico de diseño

Cuando la carga resultante cae dentro del tercio central del espesor del muro, los muros de hormigón simple se pueden diseñar usando la ecuación simplificada (22-13). Las cargas excéntricas y las fuerzas laterales se usan para determinar la excentricidad total de la carga mayorada P_u . Si la excentricidad no supera $h/6$, la Ec. (22-13) puede ser aplicada, y el diseño puede realizarse suponiendo a P_u como carga concéntrica. La carga axial mayorada P_u debe ser menor o igual que la resistencia de diseño a carga axial ϕP_{nw} . La Ec. (22-13) se presenta para reflejar el rango general de condiciones de arriostramiento y restricción en los extremos encontradas en el diseño de muros. Las limitaciones de la sección 22.6.6 se aplican tanto si el muro se dimensiona por la [sección 22.5.3](#) o por el método empírico de la sección 22.6.5.

22.7- Zapatas

C22.7- Zapatas

22.7.1- Las zapatas de hormigón simple estructural deben diseñarse para las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de este código y según lo indicado en las secciones 22.7.2 a la 22.7.8.

22.7.2- El área de la base de la zapata debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos por la zapata al suelo y de las presiones admisibles del suelo determinadas de acuerdo a los principios de la mecánica de suelos.

22.7.3- No debe usarse hormigón simple para zapatas sobre pilotes.

22.7.4- El espesor de las zapatas de hormigón simple estructural no debe ser menor que 200 mm. Véase la [sección 22.4.8](#).

C22.7.4- El espesor de las zapatas de hormigón simple de dimensiones normales estará controlado por la resistencia a flexión (tensión en la fibra extrema en tracción no superior a $\frac{5\phi}{12}\sqrt{f'_c}$ y no por la resistencia al corte. El corte raramente controlará (véase la sección C22.5.4). En zapatas hormigonadas contra el terreno, el espesor total, **h**, usado en los cálculos de resistencia debe tomarse como 50 mm menor que el espesor real, para tomar en cuenta las irregularidades del terreno y la contaminación del hormigón adyacente al suelo, de acuerdo a lo establecido en la sección 22.4.8. Así, para un espesor mínimo de la zapata de 200 mm, los cálculos de las tensiones por flexión y por corte deben basarse en un espesor total, **h**, de 150 mm.

22.7.5- Los momentos mayorados máximos deben calcularse en las siguientes secciones críticas:

- (a) En el borde de la columna, pedestal o muro, en zapatas que soporten a estos elementos.
- (b) A medio camino entre el eje y el borde del muro, en zapatas que soporten un muro de albañilería.
- (c) A medio camino entre el borde de la columna y el borde de la placa base de acero en zapatas que soportan columnas con una placa base de acero.

22.7.6- Corte en zapatas de hormigón simple

22.7.6.1- El corte mayorado máximo debe calcularse de acuerdo con la sección 22.7.6.2, con la sección crítica ubicada en la cara de la columna, pedestal o muro en zapatas que soporten estos elementos. En zapatas que soporten columnas con placa base de acero, la sección crítica debe ubicarse de acuerdo a lo definido en la [sección 22.7.5 \(c\)](#).

22.7.6.2- La resistencia al corte de zapatas de hormigón simple estructural, en la cercanías de cargas concentradas o reacciones, debe estar controlada por la más restrictiva de las dos condiciones siguientes:

- (a) Acción como viga de la zapata, con la sección crítica extendiéndose a través de todo el ancho de la zapata y ubicada a una distancia **h** del borde de la carga concentrada o área de reacción. Para esta condición, la zapata debe diseñarse de acuerdo con la [Ec. \(22-8\)](#).
- (b) Acción en dos direcciones de la zapata, con la sección crítica perpendicular al plano de la zapata y ubicada de manera que su perímetro **b_o** sea mínimo, pero no necesita estar más cerca que **$h/2$** del perímetro de la carga concentrada o área de carga. Para esta condición, la zapata debe diseñarse de acuerdo con la [Ec. \(22-9\)](#).

22.7.7- Para la ubicación de las secciones críticas de momento y corte, se permite tratar a las columnas con forma circular o de polígono regular, como elementos cuadrados con el mismo área.

22.7.8- Las cargas de aplastamiento mayoradas en el hormigón en la superficie de contacto entre elementos soportantes y soportados no debe exceder, en cualquiera de las superficies, a la resistencia de diseño al aplastamiento según lo indicado en la [sección 22.5.5](#).

22.8- Pedestales

22.8.1- Los pedestales de hormigón simple deben diseñarse para las cargas verticales, laterales o de otro tipo a las cuales estén sometidos.

22.8.2- La razón entre la altura no apoyada y el promedio de la menor dimensión lateral de pedestales de hormigón simple no debe exceder de 3.

22.8.3- La carga axial mayorada máxima aplicada a pedestales de hormigón simple no debe exceder la resistencia de diseño al aplastamiento dada en la [sección 22.5.5](#).

22.9- Elementos prefabricados

22.9.1- El diseño de elementos prefabricados de hormigón simple debe considerar todas las condiciones de carga desde la fabricación inicial hasta completar la estructura. Incluyendo la remoción de moldes, almacenamiento, transporte y montaje.

22.9.2- Las limitaciones de la [sección 22.2](#) se aplican a los elementos prefabricados de hormigón simple no sólo en su condición final sino también durante la fabricación, transporte y montaje.

22.9.3- Los elementos prefabricados deben ser conectados de manera segura para que transfieran todas las fuerzas laterales a un sistema estructural capaz de resistir dichas fuerzas.

22.9.4- Los elementos prefabricados deben estar adecuadamente arriostrados y apoyados durante el montaje, para asegurar el adecuado alineamiento y la integridad estructural hasta que se completen las conexiones definitivas.

C22.8- Pedestales

La limitación de altura-espesor para pedestales de hormigón simple no se aplica a las partes de los pedestales embebidas en el terreno, capaces de proporcionar una restricción lateral.

C22.9- Elementos prefabricados

Los elementos prefabricados de hormigón simple estructural están sujetos a todas las limitaciones y disposiciones para hormigón moldeado en sitio que contiene este capítulo.

El enfoque sobre juntas de contracción o aislación se espera que sea un poco diferente que para hormigón colocado en sitio, dado que la mayor parte de las tensiones internas debidas a la retracción se producen antes del montaje. Para asegurar la estabilidad, los elementos prefabricados deben conectarse a otros elementos. Las conexiones deben ser tales que no se transmita tracción desde un elemento a otro.

22.10- Hormigón simple en estructuras resistentes a sismos

22.10.1 – Las estructuras diseñadas para fuerzas inducidas por terremotos en zonas de elevado riesgo sísmico, a las que se les ha asignado un comportamiento sísmico o categoría de diseño elevada no pueden tener elementos de fundación de hormigón simple, excepto cuando:

- (a) En viviendas asiladas para una o dos familias, de tres pisos o menos en altura con muros soportantes, se permite usar zapatas de hormigón simple sin armadura longitudinal que soporten los muros y zapatas aisladas de hormigón simple que soporten columnas y pedestales;
- (b) Para todas las demás estructuras, se permiten las zapatas de hormigón simple que soporten muros siempre que las zapatas sean armadas longitudinalmente con no menos de dos barras continuas, no menores a $\phi 12$ y con un área no menor que 0.002 veces la sección bruta de la zapata. Debe proporcionarse continuidad a la armadura en los bordes e intersecciones.
- (c) En viviendas asiladas para una o dos familias, de tres pisos o menos en altura con muros soportantes, se permite usar fundaciones o muros de fundación de hormigón simple siempre y cuando el muro no tenga menos de 200 mm de ancho y no esté conteniendo más de 1.2 m de relleno no balanceado;

Referencias, Capítulo 1

1.1. ACI Committee 307, "Standard Practice for the Design and Construction of Cast-in-Place Reinforced Concrete Chimneys (ACI 307-98)," American Concrete Institute, 1998, 32 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.

1.2. ACI Committee 313, "Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials (ACI 313-97)," American Concrete Institute, 1997, 22 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.

1.3. ACI Committee 350, "Environmental Engineering Concrete Structures," (ACI 350R-89), American Concrete Institute, 1991, 20 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte, 4.

1.4. ACI Committee 349, "Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-97)," American Concrete Institute, 1997, 129 pp., además suplemento 1990. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.

1.5. ACI-ASME Committee 359, "Code for Concrete Reactor Vessels and Containments (ACI 359-92)," American Concrete Institute, 1992.

1.6. ACI Committee 543, "Recommendations for Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles," (ACI 543R-74) (Reaprobado 1980), ACI Journal, V.71, N° 10, Oct. 1974, pp. 477-492.

1.7. ACI Committee 336, "Design and Construction of Drilled Piers," (ACI 336.3R-93), American Concrete Institute, 1993, 30 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte.4.

1.8. "Recommended Practice for Design, Manufacture and Installation of Prestressed Concrete Piling", PCI Journal, V. 38, N° 2, Marzo - Abril 1993, pp 14 - 41.

1.9. ANSI/ASCE 3-91, "Standard for the Structural Design of Composite Slabs," American Society of Civil Engineers, New York, 1994.

1.10. ANSI/ASCE 9-91, "Standard Practice for the

Construction and Inspection of Composite Slabs," American Society of Civil Engineers, New York, 1994.

1.11. "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures," (ASCE 7-95) (Antes ANSI A58.1), American Society of Civil Engineers, New York, 1995, 94pp.

1.12. Uniform Building Code, V.2, Structural Engineering Design Provisions, Ed.1997, International Conference of Building Officials, Whittier, Calif., 1997, 492 pp.

1.13. ACI Committee 311, "Guide for Concrete Inspection," (ACI 311.4R-95), American Concrete Institute, 1995, 11 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 2.

1.14. ACI Committee 311, ACI Manual of Concrete Inspection, SP-2 8th Edition, American Concrete Institute, 1992, 200 pp.

Referencias, Capítulo 2

2.1. ACI Committee 116, "Cement and Concrete Terminology," (ACI 116R-90), American Concrete Institute, 1990, 58 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Partes 1 y 2.

Referencias, Capítulo 3

3.1. ACI Committee 214, "Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete (ACI 214-77) (Reapproved 1989)," (ANSI/ACI 214-77), American Concrete Institute, 1977, 14 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 2.

3.2. Gustafson, D.P., and Felder, A. L., "Question and Answers on ASTM A 706 Reinforcing Bars," Concrete International, V. 13, N° 7, Julio 1991, pp. 54-57.

3.3. ACI Committee 223, "Standard Practice for the Use of Shrinkage-Compensating Concrete, (ACI 223-98)," American Concrete Institute, 29 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 1.

Referencias, Capítulo 4

4.1. Dikeou, J.T., "Fly Ash Increases Resistance of Concrete to Sulfate Attack," Research Report N° C-1224, Concrete and Structures Branch, Division of Research,, U.S. Bureau of Reclamation, Enero, 1967, 25 pp.

4.2. ASTM C 1012-89, "Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution," ASTM Book of Standards, Parte 04.01, ASTM, Philadelphia, 5pp.

4.3. ACI Committee 211, "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete (ACI 211.1-91)," American Concrete Institute, 1991, 38 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 1.

4.4. Drahushak-Crow, Roselle, "Freeze-Thaw Durability of Fly Ash Concrete," EPRI Proceedings, Eighth International Ash Utilization Symposium, V.2, Oct. 1987, p. 37-1.

4.5. Sivasundaram, V.; Carrette, G.G.; and Malhotra, V. M., "Properties of Concrete Incorporating Low Quantity of Cement and High Volumes of Low-Calcium Fly Ash," Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural pozzolans in Concrete, SP-114, American Concrete Institute, Detroit, 1989, pp.45-71.

4.6. Whiting, D., "Deicer Scaling and Resistance of Lean Concretes Containing Fly Ash," Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete, SP-114, American Concrete Institute Detroit, 1989, pp. 349-372.

4.7. Rosenberg, A., and Hanson, C. M. "Mechanisms of Corrosion of Steel in Concrete," Materials Science in Concrete I, American Ceramic Society, Westerville, Ohio, 1989, p. 285.

4.8. Berry, E.E, And Malhotra, V. M., Fly Ash in Concrete, CANMET, Ottawa, 1985.

4.9. Li, S., and Roy, D. M., "Investigation of Relations between Porosity, Pore Structure and CL Diffusion of Fly Ash and Blended Cement Pastes," Cement and Concrete Research, V. 16, N° 5 Sept. 1986, pp. 749-759.

4.10. ACI Committee 201, "Guide to Durable Concrete," (ACI 201.2R-92), American Concrete Institute, 1992, 39 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 1.

4.11. ACI Committee 222, "Corrosion of Metals in Concrete," (ACI 222R-96), American Concrete Institute, 1996, 30 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 1.

4.12. Ozyildirim, C., and Halstead, W., "Resistance to Chloride Ion Penetration of Concretes Containing Fly Ash, Silica Fume, or Slag," Permeability of Concrete, SP-108, American Concrete Institute, Detroit, 1988, pp. 35-61.

4.13. AASHTO T 277-83, "Rapid Determination of the Chloride Permeability of Concrete," American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

Referencias, Capítulo 5

5.1. ACI Committee 211, "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete (ACI 211.1-98)," American Concrete Institute, 1998, 38 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 1.

5.2. ACI Committee 211, "Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete (ACI 211.2-91)," American Concrete Institute, 1991, 18 pp. También , ACI Manual of Concrete Practice, Parte 1.

5.3. ASTM C 1077-92 "Standard Practice for Laboratories Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Laboratory Evaluation," 5 pp., ASTM, Philadelphia, PA.

5.4. Bloem, Delmar L., "Concrete Strength Measurement-Cores vs. Cylinders," Proceedings ASTM, V.65, 1965, pp. 668-696.

5.5. Bloem, Delmar L., "Concrete Strength in Structures," ACI Journal, Proceedings V. 65, N° 3, Mar. 1968, pp. 176-187.

5.6. Malhotra, V.M., Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods, ACI Monograph N° 9, American Concrete Institute/Iowa State University Press, Detroit, 1976, 188 pp.

5.7. Malhotra, V.M., "Contract Strength Requirements-Cores Versus in Situ Evaluation", ACI Journal, Proceedings V. 74 n° 4, Abr. 1977, pp. 163-172.

5.8. ACI Committee 304, "Guide for Measuring, Mixing,

CÓDIGO

Transporting, and Placing Concrete,” (ACI 304R-89), American Concrete Institute, 1989, 49 pp, También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 2.

5.9. Newlon, Howard, Jr., and Ozol A., “Delayed Expansion of Concrete Delivered by Pumping Through Aluminum Pipe Line,” Concrete Case Study N° 20; Virginia Highway Research Council, Oct. 1969, 39 pp.

5.10. ACI Committee 309, “Standard Practice for Curing Concrete,” (ACI 309R-96), American Concrete Institute, 1996, 40 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 2.

5.11. ACI Committee 308, “Standard Practice for Curing Concrete” (ACI 308-92), American Concrete Institute, 1992, 11 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 2.

5.12. ACI Committee 306, “Cold Weather Concreting,” (ACI 306R-88), American Concrete Institute, 1988, 23 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 2.

5.13. ACI Committee 305, “Hot Weather Concreting,” (ACI 305R-91), American Concrete Institute, 1991. 17 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 2.

Referencias, Capítulo 6

6.1. ACI Committee 347, “Guide to Formwork for Concrete,” (ACI 347R-94), American Concrete Institute, 1994, 33 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 2.

6.2. Hurd, M. K. and ACI Committee 347, Formwork for Concrete, SP-4, 5^{ta} Ed., American Concrete Institute, Detroit, 1989, 475 pp.

6.3. Liu, X. L.; Lee, H. M.; and Chen, W. F., “Shoring and Reshoring of High-Rise Buildings,” Concrete International, V. 1, N° 1, Ene. 1989, pp.64-68.

6.4. ASTM C 1074-87, “Estimating Concrete Strength by the Maturity Method,” ASTM, Philadelphia, PA.

6.5. “Power Piping” (ANSI/ASME B31.1-1992), American Society of Mechanical Engineers, New York., 1992.

6.6. “Chemical Plant and Petroleum Refinery Piping” (ANSI/ASME B 31.3-1990), American Society of Mechanical Engineers, New York, 1990.

COMENTARIO

Referencias, Capítulo 7

7.1. ACI Committee 315, ACI Detailing Manual-1994, SP-66, American Concrete Institute, 1994, 244 pp. También “Details and Detailing of Concrete Reinforcement”, (ACI 315-92), y “Manual of Engineering and Placing Drawings for Reinforced Structures,” (ACI 315R-94). También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 2.

7.2. Black, William C., “Field Corrections to Partially Embedded Reinforcing Bars,” ACI Journal, Proceedings V. 70, N° 10, Oct. 1973, pp. 690-691.

7.3. Stecich, Jack; Hanson, John M.; and Rice, Paul F.; “Bending and Straightening of Grade 60 Reinforcing Bars,” Concrete International: Design & Construction, V.6, N° 8, Ago. 1984, pp. 14-23.

7.4. Kemp, E.L.; Brezny, F.S.; and Unterspan, J.A., “Effect of Rust and Scale on the Bond Characteristics of Deformed Reinforcing Bars,” ACI Journal, Proceedings. V. 65, N° 9, Sept. 1968, pp. 743-756.

7.5. Sason, A. S. “Evaluation of Degree of Rusting on Prestressed Concrete Strand”, PCI Journal, V. 37, N° 3, Mayo - Junio 1992, pp. 25 - 30.

7.6. ACI Committee 117, “Standard Tolerances for Concrete Construction and Materials” (ACI 117-90), American Concrete Institute, 22 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Partes 2 y 5.

7.7. PCI Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 4^{ta} Ed., 1992, 580 pp.

7.8. ACI Committee 408, “Bond Stress-The State of the Art,” ACI Journal, Proceedings V. 63, N° 11, Nov. 1966, pp- 1161-1188.

7.9. “Standard Specifications for Highway Bridges,” American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 15^{ava} Ed., 1992, 686 pp.

7.10. Deatherage, J. H., Burdette, E. G. and Chew, C. K., “Development Length and Lateral Spacing Requirements of Prestressing Strand for Prestressed Concrete Bridge Girders”, PCI Journal, V. 39, N° 1, Jan.-Feb. 1994, pp. 70-83.

7.11. Russell, B.W., and Burns, N.H. “measured Transfer

CÓDIGO

Lengths of 0.5 and 0.6 in. Strands in Pretensioned Concrete", PCI Journal, V. 41, N° 5, Sept.-Oct. 1996, pp. 44-65.

7.12. Hanson, Norman W., and Conner, Harold W., "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," Proceedings, ASCE, V. 93, ST5, Oct. 1967, pp. 533-560.

7.13. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," (ACI 352R-91), American Concrete Institute, 1991, 18 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 3.

7.14. Pfister, James F., "Influence of Ties on the Behavior of Reinforced Concrete Columns," ACI Journal, Proceedings V. 61, N° 5, May 1964, pp. 521-537. También Development Department Bulletin N° D77, Portland Cement Association, 1967, 17 pp.

7.15. Gilbert, R. Ian, "Shrinkage Cracking in Fully Restrained Concrete Members," ACI Structural Journal, V. 89, N° 2, Mar.-Abr. 1992, pp. 141-149.

7.16. "Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete," MNL-123-88, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1988, 270 pp.

7.17. PCI Building Code Committee, "Proposed Design Requirements for Precast Concrete," PCI Journal, V. 31, N° 6, Nov.-Dic. 1986, pp.32-47.

Referencias, Capítulo 8

8.1. Fintel, Mark; Ghosh, S.K.; and Iyengar, Hal, Column Shortening in Tall Buildings-Prediction and Compensation, EB108D, Portland Cement Association, 1986, 34 pp.

8.2 Cohn, M.Z., "Rotational Compatibility in the Limit Design of Reinforced Concrete Continuous Beams," Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, SP-12, American Concrete Institute/American Society of Civil Engineers, Detroit, 1965, pp. 359-382.

8.3. Mattock, A.H., "Redistribution of Design Bending Moments in Reinforced Concrete Continuous Beams," Proceedings, Institution of Civil Engineers (London), V. 13, 1959, pp. 35-46.

8.4. Pauw, Adrian, "Static Modulus of Elasticity of Concrete

COMENTARIO

as Affected by Density," ACI Journal, Proceedings V 57, N° 6, Dic. 1960, pp. 679-687.

8.5. ASTM C469-94, "Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression," ASTM, Philadelphia, PA.

8.6. "Handbook of Frame Constants," Portland Cement Association, Skokie, EB034D, 1972, 34 pp.

8.7. "Continuity in Concrete Building Frames," Portland Cement Association, Skokie, EB033D, 1959, 56 pp.

Referencias, Capítulo 9

9.1. Allen, D.E., "Probabilistic Study of Reinforced Concrete in Bending," ACI Journal, Proceedings V.67, N° 12, Dic. 1970, pp. 989-993.

9.2. MacGregor, J.G., "Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete", Canadian Journal of Civil Engineering, V.3, N° 4, Dic. 1976, pp. 484-513.

9.3. Winter, George, "Safety and Serviceability Provisions in the ACI Building Code," Concrete Design: U.S. and European Practices, SP-59, American Concrete Institute, Detroit, 1979, pp. 35-49.

9.4. Deflections of Concrete Structures, SP-43, American Concrete Institute, Detroit, 1974, 637 pp.

9.5. ACI Committee 213, "Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete," (ACI 213R-87), American Concrete Institute, 1987, 27 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 1.

9.6. Branson, Dan E., "Instantaneous and Time-Dependent Deflections on Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams," HPR Report N° 7, Parte 1, Alabama Highway Department, Bureau of Public Roads, Ago. 1965, pp. 1-78.

9.7. ACI Committee 435, "Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members", (ACI 435.2R-66) (Reapproved 1989), ACI Journal, Proceedings V.63, N° 6, Junio 1966, pp. 637-674. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4, American Concrete Institute.

9.8. Subcommittee 1, ACI Committee 435, "Allowable Deflections," (ACI 435.3R-68) (Reapproved 1989), ACI

CÓDIGO

Journal, Proceedings V. 65, N° 6, Junio 1968, pp.433-444. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 3, American Concrete Institute.

9.9. Subcommittee 2, ACI Committee 435, "Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures," (ACI 209R-92). Designing for the Effects of Creep, Shrinkage, and Temperature in Concrete Structures, SP-27, American Concrete Institute, 1971, pp. 51-93.

9.10. ACI Committee 435, "Deflections of Continuous Concrete Beams," (ACI 435.5R) (Reapproved 1989), American Concrete Institute, 1973, 7 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.

9.11. ACI Committee 435, "Proposed Revisions by Committee 435 to ACI Building Code and Commentary Provisions on Deflections," ACI Journal, Proceedings V. 75, N° 6, Junio 1978, pp. 229-238.

9.12. Subcommittee 5, ACI Committee 435, "Deflections of Prestressed Concrete Members," (ACI 435.1R-63) (Reapproved 1989), ACI Journal, Proceedings V.60, N° 12, Dic. 1963, pp. 1697-1728. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.

9.13. Branson, Dan E., "Compression Steel Effect on Long-Time Deflections," ACI Journal, Proceedings V. 68, N° 8, Ago. 1971, pp. 555-559.

9.14. Branson, D.E., Deformation of Concrete Structures, McGraw-Hill Book Co., New York, 1977, 546 pp.

9.15. Shaikh, A.F., and Branson, D.E., "Non-Tensioned Steel in Prestressed Concrete Beams," Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 15, N° 1, Feb. 1970, pp. 14-36.

9.16. Branson, D.E., Discussion of "Proposed Revision of ACI 318-63: Building Code Requirements for Reinforced Concrete," by ACI Committee 318, ACI Journal, Proceedings V. 67, N° 9, Sept. 1970, pp. 692-695.

9.17. Branson, D.E.; Meyers, B. L.: and Kripanarayanan, K. M., "Time-Dependent Deformation of Noncomposite and Composite Prestressed Concrete Structures," Symposium on Concrete Deformation, Highway Research Record 324, Highway Research Board, 41970, pp. 15-43.

9.18. Ghali, A., and Favre, R., Concrete Structures: Stresses and Deformations, Chapman and Hall, New York, 1986, 348 pp.

COMENTARIO

Referencias, Capítulo 10

10.1. Nedderman, H., "Flexural Stress Distribution in Extra High Strength Concrete", MS Thesis, University of Texas at Arlington, 1973.

10.2. Karr, P. H.; Hanson, N. W; and Capell, H.T.; "Stress-Strain Characteristics of High Strength Concrete," Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures, SP-55 American Concrete Institute, Detroit, 1978, pp. 161-185. También, R/D Serial 1541, Portland Cement Association.

10.3. Mattock, A.H., Kriz, L. B.; and Hognestad, E., "Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," ACI Journal, Proceedings V. 57, N° 8, Feb. 1961, pp. 875-928. También, Development Department Bulletin D49, Portland Cement Association.

10.4. ACI Design Handbook, Vol. 2-Columns, SP-17A(90), American Concrete Institute, 1990, pp. 161-163 y 207-221.

10.5. CRSI Handbook, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 7ª Ed., 1992, 840 pp.

10.6. Bresler, Boris, "Design Criteria for Reinforced Concrete Columns Under Axial Load and Biaxial Bending," ACI Journal, Proceedings V. 57, N° 5, Nov. 1960, pp. 481-490.

10.7. Parme, A. L.: Nieves, J. M. and Gouwens, A., "Capacity of Reinforced Rectangular Columns Subjected to Biaxial Bending," ACI Journal, Proceedings V. 63, N° 9, Sept. 1966, pp. 911-923.

10.8. Heimdahl, Peter D., and Bianchini, Albert C., "Ultimate Strength of Biaxially Eccentrically Loaded Concrete Columns Reinforced with High Strength Steel," Reinforced Concrete Columns, SP-50, American Concrete Institute, Detroit, 1975, pp. 100-101.

10.9. Furlong, Richard W., "Concrete Columns Under Biaxially Eccentric Thrust," ACI Journal, Proceedings V. 76, N° 10, oct. 1979, p- 1116.

10.10. Hansell, Williams, and Winter, George, "Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, Proceedings V. 56, N° 3, Sept. 1959, pp. 193-214. (Discusión Mar. 1960, pp. 957-967).

10.11. Sant, Jagadish K., and Bletzacker, Richard W., "Expe-

CÓDIGO

Experimental Study of Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams,” ACI Journal, Proceedings V. 58, N° 6, Dic. 1961, pp. 713-736.

10.12. Gergely, P., and Lutz, L.A., “Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members,” Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete, SP-20, American Concrete Institute, Detroit, 1968, pp. 87-117.

10.13. Kaar, P.H., “High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of T-Beam Flange,” Journal, PCA Research and Development Laboratories, V.8, N° 2, May 1996, pp. 2-12. También, Development Department Bulletin D106, Portland Cement Association.

10.14. Base, G. D.; Reed, J. B.; Beeby, A. W.; and Taylor, H. P. J., “An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams,” Research Report N° 18, Cement and Concrete Association, London, Dic. 1966, 44 pp.

10.15. Beeby, A.W., “The Prediction of Crack Widths in Hardened Concrete”, The Structural Engineer, V. 57A, N° 1, UK, Jan 1979, pp. 9-17.

10.16. Frosch, R.J., “Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete,” ACI Structural Journal, V. 96 N° 3, May-June 1999, pp. 437-442.

10.17. ACI Committee 318, “Closure to Public Comments on ACI 318-99,” Concrete International, May 1999, pp. 318-1 to 318-50.

10.18. Darwin, D., et al., “Debate: Crack Width, Cover and Corrosion”, Concrete International, V. 7, N° 5, May 1985, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 20-35.

10.19. Oesterle, R.G., “The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection”, RD Serial N° 2054, Portland Cement Association, Skokie, Ill., 1997.

10.20. Frantz, G. C., and Breen, J. E., “Design Proposal for Side Face Crack Control Reinforced for large Reinforced Concrete Beams,” Concrete International: Design & Construction, V. 2, N° 10, Oct. 1980, pp. 29-34.

10.21. Chow, Li; Conway, Harry; and Winter, George, “Stresses in Deep Beams,” Transactions, ASCE, V. 118, 1953, pp. 686-708.

COMENTARIO

10.22. “Design of Deep Girders,” ISO79D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1946, 10 pp.

10.23. Park, R., and Paulay, T., Reinforced Concrete Structures, Wiley-Inter-Science, New York, 1975. 769 pp.

10.24. Furlong, Richard W., “Column Slenderness and Charts for Design,” ACI Journal, Proceedings V. 68, N° 1, Ene. 1971, pp. 9-18.

10.25. “Reinforced Concrete Column Investigation-Tentative Final Report of Committee 105,” ACI Journal, Proceedings V. 29, N° 5, Feb. 1993, pp. 275-282.

10.26. MacGregor, James G.; “Design of Slender Concrete Columns Revisited,” ACI Structural Journal, V. 90, N° 3, Mayo-Junio 1993, pp. 302-309.

10.27. MacGregor, James G.; Breen, John E.; and Pfrang, Edward O., “Design of Slender Concrete Columns,” ACI Journal, Proceedings V. 67, N° 1, Ene. 1970, pp. 6-28.

10.28. Ford, J. S.; Chang, D.C.; and Breen, J. E., “Design Indications from Test of Unbraced Multipanel Concrete Frames,” Concrete International: Design and Construction, V. 3, N° 3, Mar. 1981, pp. 37-47.

10.29. MacGregor, J.G., and Hage, S.E., “Stability Analysis and Design Concrete,” Proceedings, ASCE, V. 103, N° ST 10, Oct. 1977.

10.30. Grossman, J.S., “Slender Concrete Structures-The New Edge,” ACI Structural Journal, V. 87, N° 1, Jan-Feb. 1990, pp. 39-52.

10.31. Grossman, J. S., “Reinforced Concrete Design,” Chapter 22, Building Structural Design Handbook, White, R. N., and Salmon, C. G., editors, John Wiley and Sons, New York, 1987.

10.32. “Guide to Design Criteria for Metal Compression Members,” Column Research Council, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Pa., 2ª Ed., 1966.

10.33. ACI Committee 340, Design Handbook in Accordance with the Strength Design Method of ACI 318-77, V. 2-Columns, SP17A(78), American Concrete Institute, 1978, 228 pp.

10.34. “Code of Practice for the Structural Use of Concrete, Parte 1. Design Materials and Workmanship,” CP 110: Parte

CÓDIGO

1, Nov. 1972, British Standards Institution, London, 1972, 154 pp.

10.35. Cranston, W.B. "Analysis and Design of Reinforced Concrete Columns," Research Report N° 20, Paper 41.020, Cement and Concrete Association, London, 1972, 54 pp.

10.36. Mirza, S.A.; Lee, P. M.; and Morgan, D.L. "ACI Stability Resistance Factor for RC Columns," ASCE Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, V. 113, N° 9, Sept. 1987, pp. 1963-1976.

10.37. Mirza, S.A., "Flexural Stiffness of Rectangular Reinforced Concrete Columns," ACI Structural Journal V. 87, N° 4, Jul.-Ago. 1990, pp. 425-435.

10.38. Lai, S-M A., and MacGregor, J.G., "Geometric Nonlinearities in Unbraced Multistory Frames," ASCE Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, V. 109, N° 11, Nov. 1983, pp. 2528-2545.

10.39. Bianchini, Albert C.; Woods, Robert E.; and Kesler, Clyde E., "Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength," ACI Journal, Proceedings V. 56, N° 11, May 1960, pp. 1149-1169.

10.40. Everard, Noel J., and Cohen, Edward, "Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete Columns," SP-7, American Concrete Institute, Detroit, 1964, 182 pp.

10.41. Hawkins, N. M., "Bearing Strength of Concrete Loaded Through Rigid Plates," Magazine of Concrete Research (London), V. 20, N° 62, Mar. 1968, pp. 31-40.

Referencias, Capítulo 11

11.1. ACI-ASCE Committee 426, "Shear Strength of Reinforced Concrete Members," (ACI 426R-74) (Reapproved 1980), Cap. 1 al 4, Proceedings, ASCE, V. 99, N° ST6, Junio 1973, pp- 1148-1157. See also References 11.43.

11.2. MacGregor, James G., and Hanson, John M., "Proposed Changes in Shear Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Beams," ACI Journal, Proceedings V. 66, N° 4, Abr. 1969, pp. 276-288.

11.3. ACI-ASCE Committee 326 (now 426), "Shear and Diagonal Tension," ACI Journal, Proceedings V. 59, N1, Ene. 1962, pp. 1-30; N° 2, Feb. 1962, pp. 277-334; y N° 3, Mar. 1962, pp. 352-396.

COMENTARIO

11.4. Barney, G.B.; Corley, W.G.; Hanson, J. M; and Parmelee, R.A., "Behavior and Design of Prestressed Concrete Beams with Large Web Openings," Journal of the Prestressed Concrete Institute, V. 22, N° 6, Nov.-Dic. 1977, pp. 32-61. También, Research and Development Bulletin RD054D, Portland Cement Association, Skokie, Ill.

11.5. Schlaich, J.; Schafer, K.; and Jennewein, M., "Toward a Consistent Design of Structural Concrete", Journal of the Prestressed Concrete Institute, V. 32, N° 3, May.-Jun. 1987, pp. 74-150.

11.6. Joint Committee, "Recommended Practice and Standard Specification for Concrete and Reinforced Concrete," Proceedings, ASCE, V. 66, N° 6, Parte 2, Jun. 1940, 81 pp.

11.7. Mphonde, A.G., and Frantz, G. C., "Shear Tests of High- and - Low - Strength Concrete Beams Without Stirrups," ACI Journal, Proceedings V. 81, N° 4, Jul.-Ago. 1984, pp. 350-357.

11.8. Elzanaty, A.H.; Nilson, A. H.; and Slate, F. O., "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High Strength Concrete," ACI Journal, Proceedings V. 83, N° 2, Mar.-Abr. 1986, pp. 290-296.

11.9. Roller, J.J., and Russell, H. G. "Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement", ACI Structural Journal, V. 87, N° 2, Mar.-Apr. 1990, pp. 191-198.

11.10. Hanson, J. A. "Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete," ACI Journal, Proceedings V. 58, N° 1, Jul. 1961, pp. 1-40.

11.11. Ivey, D.L., and Buth, E., "Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams," ACI Journal, Proceedings V. 64, N° 10, Oct. 1967, pp. 634-643.

11.12. Kani, G.N.J., "Basic Facts Concerning Shear Failure," ACI Journal, Proceedings V. 63, N° 6, Jun. 1966, pp. 675-692.

11.13. Kani, G.N.J., "How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams," ACI Journal, Proceedings V. 64, N° 3, Mar. 1967, pp. 128-141.

11.14. Faradji, M.J. and Diaz de Cossio, R., "Diagonal Tension in Concrete Members of Circular Section" (in Spanish) Instituto de Ingeniería, México (translation by Portland Cement Association, Foreign Literature Study N° 466).

CÓDIGO

11.15. Khalifa, J.U., and Collins, M.P., "Circular Reinforced Concrete Members Subjected to Shear", Publications N° 81-08, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Dec. 1981.

11.16. PCI Design Handbook-Precast and Prestressed Concrete, 4th Ed., Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1992, 580 pp.

11.17. ACI Committee 318, "Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63)," SP-10, American Concrete Institute, Detroit, 1965, pp. 78-84.

11.18. Guimares, G.N.; Kreger, M.E.; and Jirsa, J.O., "Evaluation of Joint-Shear Provisions for Interior Beam-Column-Slab Connections Using High Strength Materials," ACI Structural Journal, V. 89, N° 1, Ene.-Feb. 1992, pp. 89-98.

11.19. Griezic, A.; Cook, W.D.; and Mitchell, D., "Tests to Determine Performance of Deformed Welded-Wire Fabric Stirrups," ACI Structural Journal, V. 91, N° 2, Mar.-Abr. 1994, pp. 211-220.

11.20. Furlong, R. W.; Fenves, G. L.; and Kasl, E. P.; "Welded Structural Wire Reinforcement for Columns," ACI Structural Journal, V. 88, N° 5, Sept.-Oct. 1991, pp. 585-591.

11.21. Olesen, S.E., Sozen, M. A., and Siess, C.P., "Investigation of Prestressed Reinforced Concrete for Highway Bridges, Part IV: Strength in Shear of Beams with Web Reinforcement," Bulletin N1 493, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Urbana, 1967.

11.22. Anderson, Neal S., and Ramirez, J. A., "Detailing of Stirrup Reinforcement," ACI Structural Journal, V. 86, N° 5, Sept.-Oct. 1989, pp. 507-515. También, Errata: V. 86, N° 6, Nov.-Dic. 1989, p. 767.

11.23. Leonhardt, F., and Walther, R., "The Stuttgart Shear Tests," C & CA Translation, N° 111, Cement and Concrete Association, 1964, London, 134 pp.

11.24. MacGregor, J. G., and Ghoneim, M.G., "Design for Torsion," ACI Structural Journal, V. 92, N° 2, Mar.-Abr. 1995, pp. 211-218.

11.25. Collins, M.P., and Lampert, P., "Redistribution of Moments at a Cracking-The Key to Simpler Torsion Design?" Analysis of Structural Systems for Torsion, SP-35, American Concrete Institute, Detroit, 1973, pp. 343-383.

COMENTARIO

11.26. Hsu, T.T.C., and Burton, K.T., "Design of Reinforced Concrete Spandrel Beams," Proceedings, ASCE V. 100, N° ST1, Ene. 1974, pp. 209-229.

11.27. Hsu, T.C., "Shear Flow Zone in Torsion of Reinforced Concrete," ASCE Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, V. 116, N° 11, Nov. 1990, pp. 3206-3226.

11.28. Mitchell, D., and Collins, M. P., "Detailing for Torsion," ACI Journal, Proceedings V.73, N° 9, Sept. 1976, pp. 506-511.

11.29. Behera, U., and Rajagopalan, K. S., "Two-Piece U-Stirrups in Reinforced Concrete Beams," ACI Journal, Proceedings V. 66, N° 7, Jul. 1969, pp. 345-368.

11.30. Birkeland, P. W., and Birkeland, H. W., "Connections in Precast Concrete Construction," ACI Journal, Proceedings V. 63, N° 3, Mar. 1966, pp. 345-368.

11.31. Mattock, A. H., and Hawkins, N. M., "Shear Transfer in Reinforced Concrete-Recent Research," Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 17, N° 2, Mar.-Abr. 1972, pp. 55-75

11.32. Mattock, Alan H.; Li, W. K.; and Wang, T.C. "Shear Transfer in Lightweight Reinforced Concrete," Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 21, N° 1, Ene.-Feb. 1976, pp. 20-39.

11.33. Mattock, Alan H., "Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane," Shear in Reinforced Concrete, SP-42, American Concrete Institute, Detroit, 1974, pp. 17-42.

11.34. Mattock, Alan H., Discussion of "Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads," by PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 22, N° 3, May-Juni. 1977, pp. 105-106.

11.35. "Chapter 1-Composite Members," Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel for Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Sept. 1986, pp. 51-58.

11.36. Mattock, Alan H.; Johal, L.; and Chow, H.C., "Shear Transfer in Reinforced Concrete with Moment or Tension Acting Across the Shear Plane," Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 20, N° 4, Jul.-Ago. 1975, pp. 76-93.

CÓDIGO

11.37. Rogowsky, D.M., and MacGregor, J. G., "Design of Reinforced Concrete Deep Beams," *Concrete International: Design and Construction*, V. 8, N° 8, Ago. 1986, pp. 46-58.

11.38. Marti, Peter, "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design," *ACI Journal, Proceedings* V. 82, N° 1, Ene.-Feb. 1985, pp. 46-56.

11.39. Crist, R.A., "Shear Behavior of Deep Reinforced Concrete Beams," *Proceedings, Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structural Elements* (Mexico City, 1966), V.4, RILEM, Paris, 31 pp. (Publicado por Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Mexico D.F. Mexico).

11.40. Kriz, L. B., and Rath, C. H., "Connections in Precast Concrete Structures-Strength of Corbels," *Journal, Prestressed Concrete Institute*, V. 10, N° 1, Feb. 1965, p. 16-47.

11.41. Mattock, Alan H.; Chen, K. C.; and Soongswang, K., "The Behavior of Reinforced Concrete Corbels," *Journal, Prestressed Concrete Institute*, V. 21, N° 2, Mar.-Abr. 1976, pp. 52-77.

11.42. Cardenas, Alex E.; Hanson, John M.; Corley, W. Gene; and Hognestad, Eivind, "Design Provisions for Shear Walls," *ACI Journal, Proceedings*, V. 70, N° 3, Mar. 1973, pp. 221-230. También *Research and Development Bulletin RD028D*, Portland Cement Association, Skokie, III.

11.43. Barda, Felix; Hanson, John M.; and Corley, W. Gene, "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones*, SP-53, American Concrete Institute, Detroit, 1977, pp. 149-202. También, *Research and Development Bulletin RD043.01D*, Portland Cement Association, 1967, 36 pp.

11.44. Hanson, N. W., and Conner, H.W., "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *Proceedings, ASCE*, V. 93, ST5, Oct. 1967, pp. 533-560. También, *Development Department Bulletin D121*, Portland Cement Association, 1967, 36 p.

11.45. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," (ACI 352R-91), American Concrete Institute, 1991, 18 pp. También *ACI Manual of Concrete Practice*, Parte 3.

11.46. ACI-ASCE Committee 426, "The Shear Strength of

COMENTARIO

Reinforced Concrete Members," *Proceedings, ASCE*, V. 100, N° ST8, Ago. 1974, pp. 1543-1591.

11.47. Vanderbilt, M.D., "Shear Strength of Continuous Plates," *Journal of the Structural Division, ASCE*, V. 98, N° ST5, May 1972, pp. 961-973.

11.48. ACI-ASCE Committee 423, "Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons," (ACI 423.3R-89), American Concrete Institute, 18 pp. También *ACI Manual of Concrete Practice*, Part 3.

11.49. Burns, Ned H., and Hemakom, Roongroj, "Test of Scale Model of Post-Tensioned Flat Plate," *Proceedings, ASCE*, V. 103, ST6, Jun. 1977, pp. 1237-1255.

11.50. Hawkins, N.M., "Shear Strength of Slabs with Shear Reinforcement," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, V. 2, American Concrete Institute, Detroit, 1974, pp. 785-815.

11.51. Corley, W. G. and Hawkins, N.M., "Shearhead Reinforcement for Slabs," *ACI Journal, Proceedings* V. 65, N° 10, Oct. 1968, pp. 811-824.

11.52. Hanson, N. W., and Hanson, J. M., "Shear and Moment Transfer Between Concrete Slabs and Columns," *Journal, PCA Research and Development Department Bulletin D129*, Portland Cement Association, 1968, 16 pp.

11.53. Hawkins, Neil, M., "Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction," *Journal, Prestressed Concrete Institute*, V. 26, N° 1, Ene.-Feb. 1981, pp. 94-115.

11.54. Hawkins, N. M. and Corley, W.G., "Moment Transfer to Columns in Slabs with Shearhead Reinforcement," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Detroit, 1974, pp- 847-879. También, *Research and Development Bulletin RD-37.01D*, Portland Cement Association.

Referencias, Capítulo 12

12.1. ACI Committee 408, "Bond Stress-The State of the Art," *ACI Journal, Proceedings* V. 63, N° 11, Nov. 1966, pp. 1161-1188.

12.2. ACI Committee 408, "Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," (ACI 408.1R-90), American Concrete Institute, 1990, 3 pp.

CÓDIGO

También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 3.

12.3. Jirsa, James O.; Lutz, LeRoy A.; and Gergely, Peter, "Rationale for Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tensión," Concrete International: Design & Construction, V. 1, N° 7, Jul. 1979, pp. 47-61.

12.4. Jirsa, J.O., and Breen, J. E., "Influence of Casting Position and Shear on Development and Splice Length-Design Recommendations," Research Report 242-3F, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, The University of Texas at Austin, Nov. 1981.

12.5. Jeanty, Paul R.; Mitchell, Dennis; and Mirza, M. Saced, "Investigation of 'Top Bar' Effects in Beams," ACI Structural Journal V. 85, N° 3, May-Jun. 1988, pp. 251-257.

12.6. Treece, Robert A., "Bond Strength of Epoxy-Coated Reinforcing Bars," Master's Thesis, Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, May 1987.

12.7. Johnston, David W., and Zia, Paul, "Bond Characteristics of Epoxy-Coated Reinforcing Bars," Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Report N° Report N° FHWA/NC/82-002, Ago. 1982.

12.8. Mathey, Robert G., and Clifton, James R., "Bond of Coated Reinforcing Bars in Concrete," Journal of Structural Division, ASCE, V. 102, N° ST1, Ene. 1976, pp. 215-228.

12.9. Orangun, C.O.; Jirsa, J.O.; and Breen, J.E., "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," ACI Journal, Proceedings V. 74, N° 3, Mar. 1977, pp. 114-122.

12.10. Hamad, B.S.; Jirsa J.O.; and D'Abreu, N. L., "Anchorage Strength of Epoxy-Coated Hooked Bars," ACI Structural Journal, V. 90, N° 2, Mar.-Abr. 1993, pp. 210-217.

12.11. Bartoletti, Stacy J., and Jirsa, James O., "Effects of Epoxy-Coating on for Anchorage and Splices of Welded Wire Fabric," submitted for Publication in the ACI Structural Journal.

12.12. Kaar, P., and Magura, D., "Effect of Strand Blanketing on Performance of Pretensioned Girders," Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 10, V° 6, Dic. 1965, pp. 20-34. También Development Department Bulletin D97, Portland Cement Association, 1965, 15 pp.

12.13. Hanson, N. W., and Kaar, P. H., "Flexural Bond Tests

COMENTARIO

Pretensioned Beams," ACI Journal, Proceedings V. 55, N° 7, Ene. 1959, pp. 783-802. También, Development Department Bulletin D28, Portland Cement Association, 1959, 20 pp.

12.14. Kaar, P. H.; La Fraugh, R. W.; and Mass, M.A., "Influence of Concrete Strength on Strand Transfer Length," Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 8, N° 5 Oct. 1963, pp. 47-64. También, Development Department Bulletin D71, Portland Cement Association, Oct. 1963, 21 pp.

12.15. Rabbat, B. G.; Kaar, P. H.; Russell, H. G.; and Bruce, R. N., Jr., "Fatigue Tests of Pretensioned Girders with Blanketed and Draped Strands," Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 24, N° 4, Jul.-Ago. 1979, pp. 88-114. También, Research and Development Bulletin RD062, Portland Cement Association.

12.16. Rogowsky, D.M., and MacGregor, J. G., "Design of Reinforced Concrete Deep Beams," Concrete International: Design & Construction, V. 8, N° 8, Ago. 1989, pp. 46-58.

12.17. Joint PCI/WRI ad hoc Committee on Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement, "Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement," Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 25, N° 4, Jul.-Ago. 1980, pp. 32-36.

12.18. Pfister, James F., and Mattock, Alan H., "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns," Journal, PCA Research and Development Laboratories, V. 5, N° 2, May 1963, pp. 27-40.

12.19. LLoyd, John P., and Kesler, C.E. "Behavior of One-Way Slabs Reinforced with Deformed Wire and Deformed Wire Fabric," T&AM Report N° 323, University of Illinois, 1969, 129 p.

12.20. LLoyd, John P., "Splice Requirements for One-Way Slabs Reinforced with Smooth Welded Wire Fabric," Publication N° R(S)4, Civil Engineering, Oklahoma State University, Jun. 1971, 37 pp.

Referencias, Capítulo 13

13.1. Hatcher, D.S.; Sozen, M.A.; and Siess, C.P., "Test of a Reinforced Concrete Flat Plate," Proceedings, ASCE, V. 91, ST5, Oct. 1965, pp. 205-231.

13.2. Guralnick, S.A., and LaFraugh, R. W., "Laboratory Study of a Forty-Five-Foot Square Flat Plate Structures," ACI

CÓDIGO

Journal, Proceedings V. 60, N° 9, Sept. 1963, pp. 1107-1185.

13.3. Hatcher, D.S.; Sozen, M.A.; and Siess, C.P., "Test of a Reinforced Concrete Flat Slab," Proceedings, ASCE, V. 95, N° ST6, Jun. 1969, pp. 1051-1071.

13.4. Jirsa, J. O.; Sozen, M.A.; and Siess, C.P., "Tests of a Flat Slab Reinforced with Welded Wire Fabric," Proceedings, ASCE, V. 92, N° ST3, June 1966, pp. 199-224.

13.5. Gamble, W.L.; Sozen, M.A.; and Siess, C.P., "Test of a Two-Way Modified Reinforced Concrete floor Slab," Proceedings, ASCE, V. 95, N° ST6, June 1969, pp. 1073-1096.

13.6. Vanderbilt, M.D.; Sozen, M.A.; and Siess, C.P., "Test of a Modified Reinforced Concrete Two-Way Slab," Proceedings, ASCE, V. 95, N° ST6, Jun. 1969, pp. 1097-1116.

13.7. Xanthakis, M. D., and Sozen, M.A., "An Experimental Study of Limit Design in Reinforced Concrete Flat Slabs," Civil Engineering Studies, Structural Research Series N° 277, University of Illinois, Dic. 1963, 159 pp.

13.8. ACI Design Handbook, V. 3-Two-Way Slabs, SP-17(91)(S), American Concrete Institute, 1991, 104 pp.

13.9. Mitchell, Denis, and Cook, William D., "Preventing Progressive Collapse of Slab Structures," Journal of Structural Engineering, V. 110, N°7, Jul. 1984, pp.1513-1532.

13.10. Carpenter, J. E.; Kaar, P. H.; and Corley, W. G., "Design of Ductile Flat-Plate Structures to Resist Earthquakes," Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering (Roma, Jun. 1973), International Association for Earthquake Engineering, V. 2, pp. 2016-2019. También, Research and Development Bulletin RD035.01D, Portland Cement Association.

13.11. Morrison, Denby G., and Sozen, Mete A., "Response to Reinforced Concrete Plate-Column Connections to Dynamic and Static Horizontal Loads," Civil Engineering Studies, Structural Research Series N° 490, University of Illinois, Urbana, Abr. 1981, 249 pp. (Disponible como PB81-237380 en National Technical Information Service, Washington, D.C.).

13.12. Vanderbilt, M. Daniel, and Corley, W. Gene, "Frame Analysis of Concrete Buildings," Concrete International: Design and Construction, V. 5, N° 12, Dic. 1983, pp. 33-43.

COMENTARIO

13.13. Grossman, J. S., "Code Procedures, History, and Shortcomings: Column-Slab Connections," Concrete International, V. 11, N° 9, Sept. 1989, pp. 73-77.

13.14. Moehle, J. P., "Strength of Slab-Column Edge Connections," ACI Structural Journal, V. 85, N° 1, Ene.-Feb. 1988, pp. 89-98.

13.15. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures," (ACI 352.1R-89), ACI Structural Journal, V. 85, N° 6, Nov.-Dic. 1988, pp. 675-696.

13.16. Jirsa, J. O.; Sozen, M.A.; and Siess, C.P., "Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs," Proceedings, ASCE, V. 95, N° ST6, Jun. 1969, pp. 1117-1137.

13.17. Nichols, J. R., "Static Limitations Upon the Steel Requirement in Reinforced Concrete Flat Slab Floors," Transactions, ASCE, V. 77, 1914, pp. 1670-1736.

13.18. Corley, W. G.; Sozen, M.A.; and Siess, C. P., "Equivalent-Frame Analysis for Reinforced Concrete Slabs," Civil Engineering Studies, Structural Research Series N° 218, University of Illinois, Jun. 1961, 166 pp.

13.19. Jirsa, J. O.; Sozen, M.A.; and Siess, C. P., "Effects of Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs," Civil Engineering Studies, Structural Research Series N° 269, University of Illinois, Jun. 1961, 166 pp.

13.20. Corley, W.G., and Jirsa, J. O., "Equivalent Frame Analysis for Slab Design," ACI Journal, Proceedings V. 67, N° 11, Nov- 1970, pp. 875-884.

13.21. Gamble, W. L., "Moments in Beam Supported Slabs," ACI Journal, Proceedings V. 69, N° 3, Mar. 1972, pp. 149-157.

Referencias, Capítulo 14

14.1. Oberlander, Garold D., and Everard, Noel J., "Investigation of Reinforced Concrete Walls," ACI Journal, Proceedings V. 67, N° 11, Nov. 1970, pp. 875-884

14.2. Kripanarayanan, K. M., "Interesting Aspects of the Empirical Wall Design Equation," ACI Journal, Proceedings V. 74, N° 5, May 1977, pp. 204-207.

CÓDIGO

14.3. Athey, J. W., ed., "Test Report on Slender Walls", Southern California Chapter of the American Concrete Institute and Structural Engineers Association of Southern California, Los Angeles, Calif., 1982, 129 pp.

14.4. ACI Committee 551, "Tilt-Up Concrete Structures (ACI 551R-92)", Manual of Concrete Practice, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 551R-1 to 551R-46.

14.5. Carter III, J. W., Hawkins, N. M., and Wood, S.L. "Seismic Response of Tilt-Up Construction", Civil Engineering Series, SRS N° 581, University of Illinois at Urbana-Champaign, Dec. 1993, 224 pp.

Referencias, Capítulo 15

15.1. ACI Committee 336, "Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats," (ACI 336.2R-88), American Concrete Institute, Detroit, 1988, 21 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.

15.2. Kramrisch, Fritz, and Rogers, Paul, "Simplified Design of Combined Footings," Proceedings, ASCE, V. 87, N° SM5, Oct. 1961, p. 19.

15.3. CRSI Handbook, Concrete Reinforcing steel Institute, Schaumburg, Ill., 7^{ma} Ed., 1992, 840 pp.

Referencias, Capítulo 16

16.1. Industrialization in Concrete Building Construction, SP-48, American Concrete Institute, Detroit, 1975, 240 pp.

16.2. Waddell, Joseph J., "Precast Concrete: Handling and Erection," Monograph N° 8, American Concrete Institute, Detroit, 1974, 146 pp.

16.3. "Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete," MNL-123-88, 2^{da} Ed., Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1988, 270 pp.

16.4. "PCI Design Handbook-Precast and Prestressed Concrete," MNL-120-92, 4^{ta} Ed., Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1992, 580 pp.

16.5. "Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads," Proceedings of Workshop, Abr. 27-29, 1981, ATC-8, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 717 pp.

COMENTARIO

16.6. PCI Committee of Building Code and PCI Technical Activities Committee, "Proposed Design Requirements for Precast Concrete," PCI Journal, V. 31, N° 6, Nov.-Dic. 1986, pp. 32-47.

16.7. ACI-ASCE Committee 550, "Design Recommendations for Precast Concrete Structures," (ACI 550R-93), ACI Structural Journal, V. 90, N° 1, Ene.-Feb. 1993, pp. 115-121. También en ACI Manual of Concrete Practice, Parte 5.

16.8. ACI Committee 551, "Tilt-Up Concrete Structures," (ACI 551R-92), American Concrete Institute, Detroit, 1992. También en ACI Manual of Concrete Practice, Parte 5.

16.9. "Manual for Quality Control for Plants and Production of Precast and Prestressed Concrete Products," MNL-116-85, 3^{ra} Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1985, 123 pp.

16.10. "Manual for Quality Control for Plants and Production of Architectural Precast Concrete," MNL-117-77, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1977, 226 pp.

16.11. PCI Committee on Tolerances, "Tolerances for Precast and Prestressed Concrete," PCI Journal, V. 30, N° 1, Ene.-Feb. 1985, pp. 26-112.

16.12. ACI Committee 117, "Standard Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials and Commentary (ACI 117-90 ACI 117R-90)," American Concrete Institute, Detroit, 1990. También en ACI Manual of Concrete Practice, Parte 5.

16.13. LaGue, David J., "Load Distribution Tests on Precast Prestressed Hollow-Core Slab Construction," PCI Journal, V. 16, N° 6, Nov.-Dic. 1971, pp. 10-18.

16.14. Johnson, Ted, and Ghadiali, Zohair, "Load Distribution Test on Precast Hollow Core Slabs with Openings," PCI Journal, V. 17, N° 5, Sept.-Oct. 1972, pp. 9-19.

16.15. Pfeifer, Donald W., and Nelson, Theodore A., "Test to Determine the Lateral Distribution of Vertical Loads in a Long-Span Hollow-Core Floor Assembly," PCI Journal, V. 28, N° 6, Nov.-Dic. 1983, pp. 42-57.

16.16. Stanton, John, "Proposed Design Rules for Load Distribution in Precast Concrete Decks," ACI Structural Journal, V. 84, N° 5, Sept.-Oct. 1987, pp. 371-382.

CÓDIGO

16.17. “PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs,” MNL-126-85, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1985, 120 pp.

16.18. Stanton, John F., “Response of Hollow-Core Floors to Concentrated Loads,” PCI Journal, V. 37, N° 4, Jul.-Ago. 1992, pp. 98-113.

16.19. Aswad, Alex, and Jacques, Francis J., “Behavior of Hollow-Core Slabs Subject to Edge Loads,” PCI Journal, V. 37, N° 2, Mar.-Abr. 1992, pp. 72-84.

16.20. “Design of Concrete Structures for Buildings,” CAN3-A23.3-M84, y “Precast Concrete Materials and Construction,” CAN3-A23.4-M84, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario.

16.21. “Design and Construction of Large-Panel Concrete Structures,” 6 informes, 762 pp., 1976-1980, EB 100D; 3 estudios, 300 pp., 1980, EB 102D, Portland Cement Association, Skokie 111.

16.22. PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, “Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads,” PCI Journal, V. 21, N° 2, Mar.-Abr. 1976, pp. 18-51.

16.23. Salmons, John R., and McCrate, Timothy E., “Bond Characteristics of Untensioned Prestressing Strand,” PCI Journal, V. 22, N° 1, Ene.-Feb. 1977, pp. 52-65.

16.24. PCI Committee on Quality Control and Performance Criteria, “Fabrication and Shipment Cracks in Prestressed Hollow-Core Slabs and Double Tees,” PCI Journal, V. 28, N° 1, Ene.-Feb. 1983, pp. 18-39.

16.25. PCI Committee on Quality Control and Performance Criteria, “Fabrication and Shipment Cracks in Precast or Prestressed Beams and Columns,” PCI Journal, V. 30, N° 3, May-Jun. 1985, pp. 24-49.

Referencias, Capítulo 17

17.1. “Specification for Structural Steel Buildings-Allowable Stress Design and Plastic Design, with Commentary”, Jun. 1989, y “Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings,” Sept. 1986, American Institute of Steel Construction, Chicago.

COMENTARIO

17.2. Kaar, P. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E., “Precast-Prestressed Concrete Bridges: (1) Pilot Tests of Continuous Girders,” Journal, PCA Research and Development Laboratories, V. 2, N° 2, May 1960, pp. 21-37. También, Development Bulletin D34, Portland Cement Association, Skokie, 1960, 17 pp.

17.3. Saemann, J.C., Washa, George W., “Horizontal Shear Connections Between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs,” ACI Journal, Proceedings V. 61, N° 11, Nov. 1964, pp. 1383-1409. También discusión en, ACI Journal, Jun. 1965.

17.4. Hanson, N. W., “Precast-Prestressed Concrete Bridges: (2), Horizontal Shear Connections,” Journal, PCA Research and Development Laboratories, V. 2, N° 2, May 1960, pp. 38-58. También, Development Department Bulletin D35, Portland Cement Association, 21 pp.

17.5. Grossfield, B., and Birnstiel, C., “Tests of T-Besms with Precast Webs and Cast-in-Place Flanges,” ACI Journal, Proceedings V. 59, N° 6, Jun. 1962, pp. 843-851.

17.6. Mast, Robert F., “Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections,” Proceedings, ASCE, V. 94, N° ST6, Jun. 1968, pp. 1485-1504.

Referencias, Capítulo 18

18.1. ACI-ASCE Committee 423, “Tentative Recommendations for Prestressed Concrete Flat Plates,” ACI Journal, Proceedings V. 71, N° 2, Feb. 1974, pp. 61-71.

18.2. “PCI Design Handbook-Precast and Prestressed Concrete,” 4ª Ed., Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1992, pp. 4-42 a la 4-44.

18.3. ACI-ASCE Committee 423, “Tentative Recommendations for Prestressed Concrete,” ACI Journal, Proceedings V. 54, N° 7, Ene. 1958, pp. 545-578.

18.4. ACI Committee 435, “Deflections of prestressed Concrete Members,” (ACI 435.1R-63) (Reapproved 1989) ACI Journal, Proceedings V. 60, N° 12, Dic. 1963, pp. 1697-1728. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.

18.5. PCI Committee on Prestress Losses, “Recommendations for Estimating Prestress Losses,” Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 20, N° 4, Jul.-Ago. 1975, pp. 43-75.

CÓDIGO

18.6. Zia, Paul; Preston, H. Kent; Scott, Norman L.; and Workman, Edwin B., "Estimating Prestress Losses," *Concrete International: Design & Construction*, V. 1, N° 6, Jun. 1979, pp. 32-38.

18.7. Mojtahedi, Soussan, and Gamble, William L., "Ultimate Steel Stresses in Unbonded Prestressed Concrete," *Proceedings, ASCE*, V. 104, ST7, Jul. 1978, pp. 1159-1165.

18.8. "Design of Post-Tensioned Slabs", *Post-Tensioning Institute*, Phoenix, Ariz., 1984, 54 pp.

18.9. Gerber, L.L., and Burns, N. H., "Ultimate Strength Test of Post-Tensioned Flat Plates", *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 16, N° 6, Nov.-Dec. 1971, pp. 40-58.

18.10. Smith, S. W., and Burns, N. H., "Post-Tensioned Flat Plate to Column Connection Behavior", *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 19, N° 3, May-June 1974, pp. 74-91.

18.11. Burns, N. H., and Hemakom, R., "Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate", *Proceedings, ASCE*, V. 103, ST6, jUNE 1977, pp. 1237-1255.

18.12. Burns, N. H., and Hemakom, R., "Test of Flat Plate with Bonded Tendons", *Proceedings, ASCE*, V. 111, N° 9, Sept. 1985, pp. 1899-1915.

18.13. Kosut, G. M., Burns, N. H., and Winter, C. V., "Test of Four-Panel Post-Tensioned Flat Plate", *Proceedings, ASCE* V. 111, N° 9, Sept. 1985, pp. 1916-1929

18.14. Mattock, Alan H.; Yamazaki, Jun; and Kattula, Basil T., "Comparative Study of Prestressed Concrete beams, With and Without Bond," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 68, N° 2, Feb. 1971, pp. 116-125.

18.15. ACI-ASCE Committee 423, "Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons," (ACI 423.3R-89), *ACI Structural Journal*, V. 86, N° 3, May-Jun. 1989, pp. 301-318. También, *ACI Manual of Concrete Practice*, Parte 3.

18.16. Odello, R. J., and Mehta, B. M., "Behavior of a Continuous Prestressed Concrete Slab with Drop Panels," Report, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, 1967.

18.17. Muspratt, M.A., "Behavior of Prestressed Concrete Waffle Slab with Unbonded Tendons," *ACI Journal*, *Proceedings* V. 66, N° 12, Dic. 1969, pp. 1001-1004.

COMENTARIO

18.18. Hawkins, Neil M., "Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction," *Journal, Prestressed Concrete Institute*, V. 26, N° 1, Ene.-Feb. 1981, pp. 94-116.

18.19. "Guide Specifications for Post-Tensioning Materials," *Post-Tensioning Manual*, 5^{ta} Ed., *Post-Tensioning Institute*, Phoenix, 1990, pp. 208-216.

18.20. Foutch, D. A., Gamble, W. L., and Sunidja, H., "Tests of Post-Tensioned Concrete Slab-Edge Column Connections", *ACI Structural Journal*, V. 87, N° 2, Mar.-Apr. 1990, pp. 167-179.

18.21. Scordelis, A. C.; Lin, T. Y.; and Itaya, R., "Behavior of a Continuous Slab Prestressed in Two Directions", *ACI Journal*, *Proceedings* V. 56, N° 6, Dec. 1959, pp. 441-459.

18.22. American Association of State Highway and Transportation Officials, "Standard Specifications for Highway Bridges", 16th Edition. 1996.

18.23. Breen, J. E.; Burdet, O.; Roberts, C.; Sanders, D.; Wollmann, G.; and Falconer, B., "Anchorage Zone Requirements for Post-Tensioned Concrete Girders", *NCHRP Report 356*, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington, D.C., 1994.

18.24. ACI-ASCE Committee 423, "Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons", *ACI Structural Journal*, V. 86, N° 3, May-June 1989, p. 312.

18.25. "Specification for Unbonded Single Strand Tendons", revised 1993, *Post-Tensioning Institute*, Phoenix, Ariz., 1993, 20 pp.

18.26. "Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges, AASTO, Washington, D.C., 1989, 50 pp.

18.27. Gerwick, Ben C. Jr., *Construction of Prestressed Concrete Structures*, Cap. 5, "Protection of Tendon Ducts," John Wiley and Sons, Inc., New York, 1971, 411 pp.

18.28. "Recommended Practice for Grouting of Post-Tensioned Prestressed Concrete," *Post-Tensioning Manual*, 5^{ta} Ed., *Post-Tensioning Institute*, Phoenix, 1990, pp. 230-236.

18.29. "Manual for Quality Control for Plants and Production of Precast and Prestressed Concrete Products," 3^{ra} Ed., MNL-116-85, *Precast/Prestressed Concrete Institute*, Chicago. 1985, 123 pp.

CÓDIGO

18.30. ACI Committee 301, "Specifications for Structural Concrete for Buildings (ACI 301-96)," American Concrete Institute, 1996, 34 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 3.

18.31. Salmons, John R., and McCrate, Timothy E., "Bond Characteristics of Untensioned prestressing Strand," Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 22, N° 1, Ene.-Feb. 1977, pp. 52-65.

18.32. ACI Committee 215 "Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading," (ACI 215R-74) (Revised 1992), American Concrete Institute, 1992, 24 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 1.

18.33. Barth, F., "Unbonded Post-Tensioning in Building Construction," Concrete Construction Engineering Handbook, CRC Press, 1997, pp. 12.32-12.47.

Referencias, Capítulo 19

19.1. ACI Committee 334, "Concrete Shell Structures-Practice and Commentary," (ACI 334.1R-92), American Concrete Institute, 14 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.

19.2. IASS Working Group N° 5, "Recommendations for Reinforced Concrete Shells and Folded Plates," International Association for Shell and Spatial Structures, Madrid, 1979, 66 pp.

19.3. Tedesco, Anton, "How Have Concrete Shell Structures Performed?" Bulletin, International Association for Shell and Spatial Structures, Madrid, N° 73, Ago. 1980, pp. 3-13.

19.4. ACI Committee 334, "Reinforced Concrete Cooling Tower Shells-Practice and Commentary," (ACI 334.2R-91), American Concrete Institute, 1991, 9 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 4.

19.5. ACI Committee 373R, "Design and Construction of Circular Prestressed Concrete Structures with Circumferential Tendons (ACI 373R-97)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1997, 26 pp. Also ACI Manual of Concrete Practice, Part. 4.

19.6. Concrete Thin Shells, SP-28, American Concrete Institute, 1971, 424 pp.

19.7. Billington, David P., Thin Shell Concrete Structures, 2ª Ed., McGraw-Hill Book Co., New York, 1982, 373 pp.

COMENTARIO

19.8. Billington, David P., "Thin Shell Structures," Structural Engineering Handbook, Gaylord and Gaylord, eds., McGraw-Hill, New York, 1990 pp. 24.1-24.57.

19.9. Hiperbolic Paraboloid Shells, SP-110, American Concrete Institute, 1988, 184 pp.

19.10. "Phase I. Report on Folded Plate Construction," ASCE Task Committee, ASCE, Journal of Structural Division, V. 89, N° ST6 1963, pp. 365-406.

19.11. Esquillan N., "The Shell Vault of the Exposition Palace, Paris," ASCE, Journal of Structural Division, V. 86, N° ST1, Ene. 1960, pp. 41-70.

19.12. Scordelis, Alexander C., "Non-Linear Material, Geometric, and Time Dependent Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Shells," Bulletin, International Association for Shells, and Spatial Structures, Madrid, N° 102, Abr. 1990, pp. 57-90.

19.13. Schnobrich, W. C., "Reflections on the Behavior of Reinforced Concrete Shells," Engineering Structures, Butterworth, Heinemann, Ltd., Oxford, V. 13, N° 2, Abr. 1991, pp. 199-210.

19.14. Sabnis, G. M., Harris, H. G., and Mirza, M. S., Structural Modeling and Experimental Techniques, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J., 1983.

19.15. Concrete Shell Buckling, SP-67, American Concrete Institute, 1981, 234 pp.

19.16. Gupta, Ak. K., "Membrane Reinforcement in Concrete Shells: A review," Nuclear Engineering and Design, North-Holland Publishing, Amsterdam, V. 82, Oct. 1984, pp. 63-75.

19.17. Vecchio, F. J., and Collins, M. P., "Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear," ACI Journal, Proceedings V. 83, N° 2, Mar.-Abr. 1986, pp. 219-223.

19.18. Fialkow, Morris N., "Compatible Stress and Cracking in Reinforced Concrete Membranes with Multidirectional Reinforcement," ACI Structural Journal, V. 88, N° 4, Jul.-Ago. 1991, pp. 445-457.

19.19. Medwadowski, S., "Multidirectional Membrane Reinforcement," ACI Structural Journal, V. 86, N° 5, Sept.-Oct. 1989, pp. 563-569.

CÓDIGO

19.20. ACI Committee 224, "Control of Cracking in Concrete Structures," (ACI 224R-90), American Concrete Institute, 1990, 43 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 3.

19.21. Gupta, A.K. "Combined Membrane and Flexural Reinforcement in Plates and Shells," Structural Engineering, ASCE, V. 112, N° 3, Mar., 1986, pp. 550-557.

19.22. Tedesco, Anton, "Construction Aspects of Thin Shell Structures," ACI Journal, Proceedings, V. 49, N° 6, Feb. 1953, pp. 505-520.

19.23. Huber, Robert W., "Air Supported Forming - Will it Work?" Concrete International, V. 8, N° 1, Ene. 1986, American Concrete Institute, Detroit, pp. 13-17.

Referencias, Capítulo 21

21.1. Uniform Building Code, V. 2 "Structural Engineering Design Provisions", 1997 Edition, International Conference of Building Officials, Whittier, Calif., 1997, 492 pp.

21.2. "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures", 1997 Edition, Part 1: Provisions (FEMA 302, 353 pp.) and Part 2: Commentary (FEMA 303, 335 pp.), Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., 1987.

21.3. Blume, John A.; Newmark, Nathan M.; and Corning, Leo H., Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions, Portland Cement Association, Skokie, 1961 (Reprinted 1991), 318 pp.

21.4. Clough, Ray W., "Dynamic Effects of Earthquakes," Proceedings, ASCE, V. 86, ST4, Abr. 1960, pp 49-65.

21.5. Housner, C. W., "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes," Proceedings, World Conference on Earthquake Engineering, Earthquakes Engineering Research Institute, Berkeley, 1956, pp. 51-1 to 5-13.

21.6. Gulkan, Polat, and Sozen, Mete A., "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions," ACI Journal, Proceedings V. 71, N° 12, Dic. 1974., pp. 604-610.

21.7. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced

COMENTARIO

Concrete Structures," (ACI 352R-91), American Concrete Institute, 1991, 18 pp. También ACI Manual of Concrete Practice, Parte 3.

21.8. Hirose, M., "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members," Report N° 76, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Mar. 1977 (en Japonés). También, datos resumidos en Civil Engineering Studies, Structural Research Series N° 452, University of Illinois, Urbana, 1978.

21.9. "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California, Sacramento, Calif., 6th Edition, 504 pp.

21.10. Popov, E.P.; Bertero, V.V.; and Krawinkler, H., "Cyclic Behavior of Three R/C Flexural Members with High Shear," EERC Report N° 72-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Oct. 1972.

21.11. Wight, James K., and Sozen, Mete A., "Shear Strength Decay of RC Columns Under Shear Reversals," Proceedings, ASCE, V. 101 ST5, May 1975, pp. 1053-1065.

21.12. French, C. W., and Moehle, J. P., "Effect of Floor Slab on Behavior of Slab-Beam-Column Connections", ACI SP-123, Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1991, pp. 225-258.

21.13. Sivakumar, B.; Gergely, P.; White, R. N., "Suggestions for the Design of R/C Lapped Splices for Seismic Loading", Concrete International, V. 5, N° 2, Feb. 1983, pp. 46-50.

21.14. Sakai, K., and Sheikh, S. A., "What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions)", ACI Structural Journal, V. 86 N° 2, Mar.-Apr. 1989, pp. 192-207.

21.15. Park, R. "Ductile Design Approach for Reinforced Concrete Frames", Earthquake Spectra, V. 2, N° 3, May 1986, pp. 565-619.

21.16. Watson, S.; Zahn, F.A.; and Park, R., "Confining Reinforcement for Concrete Columns", Journal of Structural Engineering, V. 120 N° 6, June 1994, pp. 1798-1824.

21.17. Meinheit, D.F., and Jirsa, J. O., "Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," Report N° 77-1,

CÓDIGO

Department of Civil Engineering, Structures Research Laboratory, University of Texas at Austin, Ene. 1977.

21.18. Briss, G. R.; Paulay, T; and Park, R., "Elastic Behavior of Earthquake Resistant R. C. Interior Beam-Column Joints" Report 78-13, University of Canterbury, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Jul. 1982, 275 pp.

21.19. Ehsani, M.R., "Behavior of Exterior Reinforced Concrete Beam to Column Connections Subjected to Earthquake Type Loading," Report N° UMEE 82R5, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Jul. 1982, 275 pp.

21.20. Durrani, A.J., and Wight, J. K., "Experimental and Analytical Study of Internal Beam to Column Connections Subjected to Reversed Cyclic Loading," Report N° UMEE 82R3, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Jul. 1982, 275 pp.

21.21. Leon, Roberto T., "Interior Joints with Variable Anchorage Lengths," Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineering, V. 115, N° 9, Sept. 1989, pp. 2261-2275.

21.22. Zhu, Songchao, and Jirsa, James O., "Study of Bond Deterioration in Reinforced Concrete Beam-Column Joints," PMFSEL Report N° 83-1, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, Jul. 1983.

21.23. Meinheit, D.F., and Jirsa, J. O., "Shear Strength of R/C Beam-Column Connections," Journal of the Structural Division, ASCE, V. 107, N° ST11, Nov. 1982, pp. 2227-2244.

21.24. Ehsani, M. R., and Wight, J. K., "Effect of Transverse Beams and Slab on Behavior of Reinforced Concrete Beam to Column Connections," Journal, Proceedings V. 82, N° 2, Mar.-Abr. 1985, pp. 188-195.

21.25. Ehasani, M. R., "Behavior of Exterior Reinforced Concrete Beam to Column Connections Subjected to Earthquake Type Loading," ACI Journal, Proceedings V. 82, N° 4, Jul.-Ago. 1985, pp. 492-499.

21.26. Durrani, A. J., and Wight, J. K., "Behavior of Interior Beam to Column Connections Under Earthquake Type Loading," ACI Journal, Proceedings V. 82, N° 3, May-Jun. 1985, pp. 343-349.

21.27. ACI-ASCE Committee 326, "Shear and Diagonal Tension," ACI Journal, Proceedings V. 59, N° 1, Ene. 1962,

COMENTARIO

pp. 1-30; N° 2, Feb. 1962, pp- 277-334; y N° 3, Mar. 1962, pp. 352-396.

21.28. Barda, Felix; Hanson, John M.; and Corley, W. Gene, "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, SP-53, American Concrete Institute, Detroit, 1977, pp. 149-202.

21.29. Wood, S.L. Stanton, J. F., and Hawkins, N. M., "Influence of Floor Diaphragms on the Seismic Response of Precast Parking Garages", Proceedings, The Northridge Earthquake Research Conference, California Universities for Research in Earthquake Engineering, 1997.

21.30. Wallace, J. W., "Evaluation of UBC-94 Provisions for Seismic Design of RC Structural Walls", Earthquakes Spectra, V. 12, N° 2 May 1996, pp. 327-348.

21.31. Moehle, J. P., "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earth quakes", Earthquake Spectra, V. 8, N° 3, Aug. 1992, pp. 403-428.

21.32. Wallace, J. W., "A New Methodology for Seismic Design of Reinforced Concrete Shear Walls", Journal of Structural Engineerign, ASCE, V. 120, N° 3, Marzo 1994, pp. 863-884.

21.33. Paulay, T., and Binney, J. R., "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls", Shear in Reinforced Concrete, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1974, pp. 579-598.

21.34. Barney, G. G., et al., Behavior of Coupling Beams under Load Reversals (RD068.01B), Portland Cement Association, Skokie, Ill., 1980.

21.35. Wylie, L.A., Jr., "Structural Walls and Diaphragms — How They Function", Building Structural Design Handbook, R. N. White, and C. G. Salmon, eds., John Wiley & Sons, 1987, pp. 188-215.

21.36. Taylor, C. P.; Cote, P. A.; Wallace, J. W., "Desing of Slender RC Walls with Openings", ACI Structural Journal, V. 95, N° 5, July-Aug. 1998.

21.37. Nilsson, I. H. E., and Losberg, A., "Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment", Journal of the Structural Division, ASCE, V. 102, N° ST6, June 1976, pp. 1229-1254.

Referencias, Apéndice B

B.1. Mast, R. F., "Unified Design Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members," ACI Structural Journal, V. 89 , N° 2, Mar.-Abr. 1992, pp. 185-199.

Referencias, Apéndice C

C.1. "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-95," American Society of Civil Engineers, New York, 1990, 94 pp.

C.2. ACI Committee 318, " Proposed Revisions of Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-56)," ACI Journal, Proceedings V. 59, N° 2, Feb. 1962, pp. 145-276.

A.0- Notación

Algunas de las definiciones de la notación han sido modificadas, en comparación con las del cuerpo principal del código, para su uso específico en el Apéndice A.

- A_g = área bruta de la sección, mm^2
- A_v = área de armadura por corte en una distancia s , mm^2
- A_1 = área cargada
- A_2 = área máxima correspondiente a la porción de la superficie soportante geométricamente similar y concéntrica con el área cargada.
- b_o = perímetro de la sección crítica en losas y zapatas, mm
- b_w = ancho del alma, o diámetro de la sección circular, mm
- d = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide de la armadura en tracción, mm
- E_c = módulo de elasticidad del hormigón, MPa. Véase la [sección 8.5.1](#)
- E_s = módulo de elasticidad de la armadura, MPa. Véase la [sección 8.5.2](#)
- f'_c = resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa. Véase el [capítulo 5](#)
- $\sqrt{f'_c}$ = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa.
- f_{ct} = resistencia promedio a la tracción por hendimiento del hormigón hecho con agregado liviano, MPa. Véase la [sección 5.1.4](#)
- f_s = tensión admisible a tracción de la armadura, MPa
- f_y = tensión de fluencia especificada de la armadura, MPa
- M = momento de diseño

A.0- Notación

Las unidades de medida se indican en la Notación para ayudar al usuario y no es la intención excluir el correcto uso de otras unidades para los mismos símbolos.

CÓDIGO

COMENTARIO

- n** = razón entre los módulos de elasticidad
= E_s / E_c
- N** = carga axial de diseño, normal a la sección transversal, que actúa simultáneamente con **V**; se debe tomar como positiva para compresión, negativa para tracción y debe incluir los efectos de la tracción debida a fluencia lenta y retracción
- s** = espaciamiento de la armadura por corte en dirección paralela a la armadura longitudinal, mm
- v** = esfuerzo de corte de diseño
- v_c** = esfuerzo de corte admisible soportado por el hormigón, MPa
- v_h** = esfuerzo de corte horizontal admisible, MPa
- V** = fuerza de corte de diseño en la sección
- α** = ángulo comprendido entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento
- β_c** = razón entre el lado largo y el lado corto del área en que actúa una carga concentrada o una reacción
- ρ_w** = cuantía de armadura en tracción
= $A_s / b_w d$
- φ** = factor de reducción de la resistencia. Véase la [sección A2.1](#)

A.1- Alcance

CA.1- Alcance

Las disposiciones de diseño del Apéndice A pueden usarse para dimensionar elementos de hormigón armado, como alternativa al método de diseño por resistencia de este código. En el método alternativo, un elemento estructural (en flexión) es diseñado de tal manera que el esfuerzo resultante de la acción de las cargas de servicio (sin factores de carga), calculadas por medio de la teoría lineal elástica para flexión, no exceda las tensiones admisibles para carga de servicio. La carga de servicio es aquella carga, como la carga permanente, la sobrecarga y el viento, que se supone que realmente ocurrirán cuando la estructura esté en servicio. Las car-

gas de servicio que se deben usar en el diseño son las establecidas en la Ordenanza General de Construcción o en normas específicas. Los esfuerzos calculados bajo las cargas de servicio están limitados a valores bastante dentro del rango elástico de los materiales, de manera que se usan relaciones lineales entre las tensiones y las deformaciones (Véase la [sección A.5](#))

El método alternativo de diseño es similar al “método de diseño por tensiones de trabajo” de versiones anteriores del ACI 318 (por ej. ACI 318-63). En elementos sometidos a flexión sin carga axial, el método es idéntico. Las mayores diferencias en los procedimientos se producen en el diseño de elementos en compresión, con y sin flexión (véase la [sección A.6](#)), y en las tensiones de adherencia y el desarrollo de la armadura (Véase la [sección A.4](#)). Para el corte, las resistencias al corte proporcionadas por el hormigón en el Método de Diseño por Resistencia se dividen por un factor de seguridad y las tensiones admisibles para cargas de servicio resultantes se indican en el Apéndice A (Véase [sección A.7](#)).

En vista de las simplificaciones permitidas, el Método Alternativo de Diseño del Apéndice A generalmente producirá diseños más conservadores que los obtenidos usando el Método de Diseño por Resistencia del código. Tanto en el análisis como en el diseño se usan los factores de carga y de reducción de la resistencia iguales a 1.0. De igual forma, las reglas de diseño para el dimensionamiento de elementos de hormigón armado por medio de la teoría lineal elástica para flexión no se han actualizado tan concienzudamente como las del Método de Diseño por Resistencia.

A.1.1- Se permite que los elementos de hormigón no pretensados sean diseñados utilizando cargas de servicio (sin factores de carga) y tensiones admisibles para las cargas de servicio, de acuerdo con las disposiciones del Apéndice A.

CA.1.1 - El diseño por medio del Apéndice A no se aplica a elementos pretensados. (El [capítulo 18](#) permite suponer relaciones esfuerzo-deformación lineales para calcular las tensiones a nivel de cargas de servicio y las tensiones de transferencia del pre-

CÓDIGO

COMENTARIO

tensado, para la investigación del comportamiento en condiciones de servicio.)

A.1.2- En el diseño de elementos no cubiertos por el Apéndice A deben aplicarse las disposiciones pertinentes de este código.

A.1.3- Todas las disposiciones de este código aplicables a hormigón no pretensado, excepto la [sección 8.4](#), deben usarse para diseñar elementos por el Método Alternativo de Diseño.

A.1.4- Los elementos sometidos a flexión deben cumplir con los requisitos para el control de deformaciones de la [sección 9.5](#), y con los requisitos de las [secciones 10.4](#) a la [10.7](#) de este código.

A.2- Generalidades

A.2.1- Los factores de carga y los factores de reducción de resistencia ϕ deben tomarse iguales a la unidad para elementos diseñados por el Método Alternativo de Diseño.

CA.1.3- Excepto las disposiciones que permiten la redistribución de momento, todas las demás disposiciones de este código se aplican al Método Alternativo de Diseño. Estas incluyen, control de deformaciones y distribución de la armadura por flexión, así como también, todas las disposiciones relativas a los efectos de la esbeltez en elementos en compresión del [capítulo 10](#).

CA.1.4- Los requisitos generales de serviciabilidad de este código, como los requisitos para el control de deformaciones (véase la [sección 9.5](#)) y para control de grietas (véase la [sección 10.6](#)), deben cumplirse independientemente de si se usa el Método de Diseño por Resistencia o el Método de Diseño Alternativo.

CA.2- Generalidades

CA.2.1- Los factores de carga y los factores de reducción de la resistencia usados para definir la seguridad en el Método de Diseño por Resistencia no se emplean en el Método Alternativo de Diseño. Consecuentemente, los factores de carga y los factores de reducción de la resistencia ϕ se toman iguales a 1.0 para eliminar su efecto al diseñar por el método alternativo.

Cuando se usan las ecuaciones para momento y corte de la [sección 8.3.3](#) y del [capítulo 13](#), la carga mayorada w_u debe ser reemplazada por la carga de servicio w .

CÓDIGO

A.2.2- Se permite dimensionar los elementos para el 75 % de la capacidad requerida en otras partes del Apéndice A , cuando se consideran cargas de viento o sísmicas combinadas con otras cargas, siempre y cuando la sección que resulte no sea menor que la requerida para la combinación de carga permanente y sobrecarga.

A.2.3- Cuando la carga permanente reduce los efectos de otras cargas, los elementos deben diseñarse para el 85 % de la carga permanente en combinación con las demás cargas.

A.3- Tensiones admisibles para cargas de servicio

A.3.1- Las tensiones en el hormigón no deben exceder los siguientes valores:

(a) Flexión

Tensión en la fibra extrema en compresión $0.45f'_c$

(b) Esfuerzo de corte *

Vigas, y losas y zapatas armadas en una dirección:
Esfuerzo de corte resistido por el hormigón, v_c $\sqrt{f'_c}/11$

Esfuerzo de corte máximo resistido por el hormigón más el corte de la armadura $V_c + 3\sqrt{f'_c}/8$

* Un cálculo más afinado de la tensión de corte que puede resistir por el homigón, v_c , y valores de corte para hormigón con agredado liviano pueden verse en la [sección A.7.4](#)

COMENTARIO

CA.2.2- Cuando las cargas laterales como el viento o el sismo, combinadas con la sobrecarga y la carga permanente controlan el diseño, los elementos se pueden diseñar para un 75 por ciento de la capacidad requerida en el Apéndice A. Lo anterior es parecido a las disposiciones del método de diseño por tensiones de trabajo de ediciones anteriores del ACI 318, las cuales permitían un incremento de un tercio en las tensiones para estas combinaciones de carga.

CA.2.3- El 15 por ciento de reducción de la carga permanente se establece para las condiciones de diseño en las cuales la carga permanente reduce los efectos de diseño de otras cargas, para tomar en consideración el que la carga permanente sea inferior a la usada en el diseño. Esta disposición es análoga a la ecuación de resistencia requerida [[ecuación \(9-3\)](#)].

CA.3- Tensiones admisibles para cargas de servicio

Por conveniencia, las tensiones admisibles para cargas de servicio se presentan tabuladas. El esfuerzo de compresión en el hormigón para flexión sin carga axial se limita a $0.45f'_c$. El esfuerzo de tracción en la armadura se limita a 140 MPa para aceros con tensiones de fluencia de 280 y 350 MPa, y a 168 MPa para aceros con una tensión de fluencia de 420 MPa o más. Existe una excepción, de larga data, para losas en una dirección con una luz libre de 3.5 m o menos y armadas con barras $\phi 10$ o malla electrosolada de alambre de diámetro no mayor a 10 mm. Para esta condición de diseño solamente, el esfuerzo admisible en tracción se incrementa al menor valor entre $0.5f_y$ y 210 MPa.

Las tensiones admisibles para el corte y el aplastamiento se presentan como porcentajes de las resistencias al corte y al aplastamiento dadas en el diseño por resistencia. El incremento del 10 por ciento para nervaduras, permitido en la [sección 8.11](#) de

CÓDIGO

Nervaduras**

Corte resistido por el hormigón, $v_c \sqrt{f'_c} / 10$

Losas y zapatas armadas en dos direcciones:

Corte resistido por el

hormigón, $v_c + \dots\dots\dots (1 + 2/\beta_c) \sqrt{f'_c} / 12$

pero no mayor a $\dots\dots\dots \sqrt{f'_c} / 6$

(c) Aplastamiento de la superficie

cargada[‡] $\dots\dots\dots 0.3f'_c$

A.3.2- La tensión de tracción en la armadura, f_s , no debe exceder de:

(a) Armadura con una tensión de fluencia de 280 ó 350 MPa $\dots\dots\dots 140$ MPa

(b) Armadura con una tensión de fluencia de 420 MPa o mayor y malla electrosoldada de alambre (lisa o con reslates) $\dots\dots\dots 168$ MPa

(c) Armadura de flexión, ϕ 10 y menor, en losas armadas en una dirección con no más de 3.5 m de luz $\dots\dots\dots 0.5 f_y$
pero no mayor que 210 MPa

COMENTARIO

esta norma, ya está incluido en el valor $\sqrt{f'_c} / 10$ para dichas nervaduras.

La aclaración del uso de las áreas A_1 y A_2 para incrementar la tensión de aplastamiento se discute en la [sección C10.17.1](#).

** Diseñado de acuerdo con la sección 8.11 de este código.

+ Si existe armadura de corte, ver [A.7.7.4](#) y [A.7.7.5](#)

‡ Cuando la superficie de apoyo es más ancha, en todos sus lados que el área cargada, se permite multiplicar la tensión admisibles de aplastamiento por $\sqrt{A_2 / A_1}$ pero no por más de 2. Cuando la superficie de apoyo tiene pendiente o está escalonada, se permite tomar A_2 como el área de la base inferior del tronco cono mayor de la pirámide recta o cono contenido totalmente dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y con pendiente laterales de 1 en vertical por 2 en horizontal.

CÓDIGO

A.4- Longitud de desarrollo y traslapes de la armadura

A.4.1- La longitud de desarrollo y los traslapes de la armadura deben cumplir con los requisitos del [capítulo 12](#) de este código.

A.4.2- Al satisfacer los requisitos de la [sección 12.11.3](#), M_n debe tomarse como la capacidad a momento calculada suponiendo que toda la armadura de tracción para momento positivo en la sección se encuentra a la tensión admisible de tracción, f_s , y V_u debe tomarse como la fuerza de corte no mayorada en la sección.

A.5- Flexión

Para analizar las tensiones a nivel de cargas de servicio, debe utilizarse la teoría lineal elástica (para flexión) con las siguientes suposiciones:

A.5.1- Las deformaciones unitarias varían linealmente con la distancia al eje neutro, excepto que, para elementos de gran altura sometidos a flexión con razones altura/luz mayores a 2/5 para vanos continuos y mayores a 4/5 para vanos simples debe considerarse una distribución no lineal de las deformaciones unitarias. Véase la [sección 10.7](#) de este código.

A.5.2- La relación tensión deformación del hormigón es una línea recta a nivel de las cargas de servicio, dentro del rango de tensiones admisibles para las cargas de servicio.

A.5.3- En elementos de hormigón armado el hormigón no resiste tracción.

A.5.4- Se permite tomar la razón $n = E_s/E_c$ como el número entero más próximo (pero no menor a 6). Excepto para el cálculo de las deformaciones, se debe suponer que el valor de n para hormigones

COMENTARIO

CA.4- Longitud de desarrollo y traslapes de la armadura

En el cálculo de las longitudes de desarrollo y de las longitudes de empalme, las disposiciones del [capítulo 12](#) rigen para ambos métodos de diseño de igual forma ya que, en ambos casos, las longitudes de desarrollo (y las longitudes de empalme como múltiplos de las longitudes de desarrollo) están basadas en la tensión de fluencia de la armadura. Cuando se hace referencia a M_n y V_u en el [capítulo 12](#), M_n es la resistencia a momento para la carga de servicio y V_u es la fuerza de corte de servicio aplicada (sin factores de carga) en la sección.

CA.5- Flexión

La teoría lineal elástica se aplica solamente al diseño de elementos en flexión sin carga axial. Dado que las tensiones calculadas bajo la acción de las cargas de servicio se encuentran bastante dentro del rango elástico, la relación lineal entre tensiones y deformaciones se usa con la tensión máxima en el hormigón limitada a $0.45f'_c$ y la tensión de tracción en la armadura limitada a 168 MPa para acero con una tensión de fluencia de 420 MPa (véase [sección A.3.2](#)).

La teoría lineal elástica puede usarse para todo tipo de secciones, con o sin armadura de compresión, cuando no existe carga axial. Dado que pequeñas cargas axiales de compresión tienden a aumentar la capacidad a momento de una sección, estas pequeñas cargas axiales pueden ser despreciadas en la mayoría de los casos. Cuando existan dudas respecto a si se puede o no despreciar la carga axial de compresión, el elemento debiera ser investigado usando la [sección A.6](#).

Los elementos de gran altura sometidos a flexión deben ser diseñados de acuerdo con la [sección 10.7](#) de este código.

CÓDIGO

con agregado liviano es el mismo que para hormigones de peso normal de igual resistencia.

A.5.5- En elementos doblemente armados sometidos a flexión, debe tomarse una razón efectiva entre módulos de $2E_s/E_c$, para transformar la armadura de compresión en los cálculos de tensiones. La tensión de compresión en dicha armadura no debe exceder la tensión admisible de tracción.

A.6- Elementos en compresión con o sin flexión

A.6.1- La capacidad a flexión y a carga axial combinadas de los elementos sometidos a compresión debe tomarse como un 40 % de la calculada de acuerdo con las disposiciones del [capítulo 10](#) de este código.

A.6.2- Los efectos de esbeltez deben incluirse de acuerdo a los requisitos de las [secciones 10.10](#) a la 10.13. En las [ecuaciones \(10-10\)](#) y [\(10-19\)](#) el término P_u debe ser reemplazado por 2.5 veces la carga axial de diseño, y el factor 0.75 debe tomarse como igual a 1.

A.6.3- Los muros deben diseñarse de acuerdo con el capítulo 14 de este código, con las capacidades a flexión y a carga axial tomadas como un 40 % de las calculadas usando el capítulo 14. En la [ecuación \(14-1\)](#), ϕ debe tomarse igual a 1.

COMENTARIO

Al transformar la armadura de compresión a su equivalente de hormigón para el diseño a flexión, debe usarse $2E_s/E_c$ para ubicar el eje neutro y para calcular el momento de inercia. Se utiliza, entonces, el menor valor entre el doble de la tensión calculada en la armadura de compresión o la tensión admisible a tracción para calcular la contribución de la armadura a compresión en el cálculo del momento resistente para cargas de servicio.

CA.6- Elementos en compresión con o sin flexión

Todos los elementos en compresión, con o sin flexión, deben dimensionarse usando el Método de Diseño por Resistencia. Este alejamiento de lo señalado en la edición 1963 y anteriores del ACI 318 tiene la intención de proporcionar un factor de seguridad más consistente en todo el rango de la interacción carga-momento. Las ayudas de diseño existentes basadas en las tensiones de trabajo no satisfacen los requisitos del Apéndice A.

La capacidad admisible para carga de servicio se toma como un 40 por ciento de la resistencia nominal a carga axial P_n para la excentricidad considerada ($\phi = 1.0$), calculada de acuerdo a las disposiciones del capítulo 10, sujeta a las reducciones que sean apropiadas debido a los efectos de esbeltez. Usar el 40 por ciento de la resistencia nominal es equivalente a un factor de seguridad global U/ϕ de 2.5.

En el Método Alternativo de Diseño, P_u/ϕ en las [ecuaciones \(10-10\)](#) y [\(10-19\)](#) se toma como $2.5P$ cuando controlan las cargas gravitacionales y como $1.875P$ cuando las cargas laterales combinadas con las cargas gravitacionales controlan el diseño, donde P es la carga axial de diseño en el elemento en compresión.

A.7- Corte y torsión

A.7.1- El esfuerzo de corte de diseño debe tomarse como:

$$v = \frac{V}{b_w d} \quad (\text{A-1})$$

Donde **V** es la fuerza de corte de diseño en la sección considerada.

A.7.2- Cuando la reacción, en la dirección del corte aplicado, introduce compresión en las regiones extremas de un elemento, se permite que las secciones ubicadas a menos de una distancia **d** a partir del borde del apoyo, se puedan diseñar para el mismo corte **v** calculado a una distancia **d**.

A.7.3- Siempre que sea aplicable, los efectos de torsión deben añadirse de acuerdo con las disposiciones del [capítulo 11](#) de este código. Las resistencias al corte y a momento torsor proporcionadas por el hormigón y los límites de resistencia máxima a torsión deben tomarse como un 55 % de los valores dados en el [capítulo 11](#).

A.7.4- Esfuerzo de corte resistido por el hormigón

A.7.4.1- Para elementos sometidos a corte y flexión únicamente, el esfuerzo de corte resistido por el hormigón, **v_c**, no debe exceder de $0.09\sqrt{f'_c}$, a menos que se haga un análisis más detallado de acuerdo con la [sección A.7.4.4](#).

A.7.4.2- Para elementos sometidos a compresión axial, el esfuerzo de corte resistido por el hormigón, **v_c**, no debe exceder de $0.09\sqrt{f'_c}$, a menos que se haga un análisis más afinado de acuerdo con la [sección A.7.4.5](#).

A.7.4.3- Para elementos sometidos a una tracción axial significativa, la armadura por corte debe di-

CA.7- Corte y torsión

Por conveniencia, en el Apéndice A se proporciona un completo conjunto de disposiciones para el diseño al corte.

Las tensiones admisibles en el hormigón y el límite para las tensiones máximas por corte es 55 por ciento para vigas, nervaduras, muros y para losas y zapatas en una dirección, y 50 por ciento para losas y zapatas en dos direcciones, respectivamente, de las resistencias al corte y a momento torsor dadas en el código para el Método de Diseño por Resistencia.

Cuando las cargas gravitacionales, el viento, el sismo, u otras fuerzas laterales provoquen la transferencia de momento entre la losa y la columna, deben aplicarse las disposiciones de la [sección 11.12.2](#), con las tensiones admisibles en la sección crítica limitadas a aquellas dadas en [A.7.7.3](#).

señarse para resistir todo el corte, a menos que se haga un análisis más afinado usando:

$$v_c = \left(1 + 0.6 \frac{N}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} / 11 \quad (\text{A-2})$$

Donde N es negativo para la tracción. La cantidad N/A_g debe expresarse en Mpa

A.7.4.4- Para elementos sometidos a flexión y corte solamente, se permite calcular v_c como:

$$v_c = \left(\sqrt{f'_c} / 12 \right) + 9\rho_w \frac{Vd}{M} \quad (\text{A-3})$$

Pero v_c no puede ser mayor a $0.16\sqrt{f'_c}$. La cantidad Vd/M no debe tomarse mayor a 1, donde M es el momento de diseño que se produce simultáneamente con V en la sección considerada.

A.7.4.5- Para elementos sometidos a compresión axial, se permite calcular v_c como:

$$v_c = \left(1 + \frac{N}{11A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{11} \quad (\text{A-4})$$

La cantidad N/A_g debe expresarse en MPa.

A.7.4.6- El esfuerzo de corte que resiste el hormigón, v_c , se aplica a hormigones de peso normal. Cuando se usan hormigones con agregado liviano, debe aplicarse una de las siguientes modificaciones:

- (a) Cuando se especifica f_{ct} y el hormigón se dosifica de acuerdo con la [sección 5.2](#), $1.8 f_{ct}$ debe sustituir a $\sqrt{f'_c}$, pero el valor de $1.8 f_{ct}$ no debe ser mayor que $\sqrt{f'_c}$.

- (b) Cuando no se especifica f_{ct} , el valor de $\sqrt{f'_c}$ debe multiplicarse por 0.75 para hormigón liviano en todos sus componentes y por 0.85 para hormigón liviano con arena de peso normal. Se permite interpolar linealmente cuando se use una sustitución parcial de arena.

A.7.4.7- Al determinar el esfuerzo de corte que es resistido por el hormigón, v_c , se deben tomar en consideración, cuando sea aplicable, los efectos de tracción axial debidos a fluencia lenta y retracción en elementos restringidos, y se permite incluir los efectos de la compresión inclinada debida a la flexión en elementos de altura variable.

A.7.5- Esfuerzo de corte resistido por la armadura al corte

A.7.5.1- Tipos de armadura al corte

La armadura al corte debe consistir en uno de los siguientes tipos:

- (a) Estribos perpendiculares al eje del elemento
- (b) Malla electrosoldada de alambre, con alambres ubicados perpendicularmente al eje del elemento formando un ángulo de 45° o más con la armadura longitudinal por tracción.
- (c) Armadura longitudinal con una porción doblada formando un ángulo de 30° o más con la armadura longitudinal por tracción.
- (d) combinación de estribos y armadura longitudinal doblada.
- (e) zunchos

A.7.5.2- La tensión de fluencia especificada de la armadura no debe ser mayor que 420 MPa.

A.7.5.3- Los estribos y otras barras o alambres usados como armadura al corte deben extenderse a una distancia d desde la fibra extrema en compresión y deben anclarse en ambos extremos de acuerdo con la [sección 12.13](#) de este código, para poder desarrollar la resistencia a la fluencia de la armadura.

A.7.5.4- Límites al espaciamiento de la armadura por corte

A.7.5.4.1- El espaciamiento de la armadura al corte colocada perpendicularmente al eje del elemento no debe ser mayor que $d/2$ ni que 600 mm.

A.7.5.4.2- Los estribos inclinados o la armadura longitudinal doblada debe espaciarse de tal manera que cada línea a 45° , que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento ($d/2$) hasta la armadura longitudinal por tracción, debe ser cruzada por al menos una línea de armadura al corte.

A.7.5.4.3- Cuando $(v - v_c)$ excede $\sqrt{f'_c}/6$, el espaciamiento máximo dado en la sección A.7.5.4.1 y A.7.5.4.2 debe reducirse a la mitad.

A.7.5.5- Armadura mínima al corte

A.7.5.5.1- Debe proporcionarse una cantidad mínima de armadura al corte en todo elemento de hormigón armado sometido a flexión cuando el esfuerzo de corte de diseño, v , sea mayor que un medio del esfuerzo de corte admisible que resiste el hormigón, v_c , excepto en:

- (a) losas y zapatas
- (b) Sistemas de losas nervadas definidas en la [sección 8.11](#) de este código.

- (c) Vigas con una altura total no mayor a 250 mm, 2 1/2 veces el espesor del ala o la mitad del ancho del alma, la que sea mayor.

A.7.5.5.2- Se permite que los requisitos de armadura mínima al corte de la [sección A.7.5.5.1](#) sean omitidos si se demuestra por medio de ensayos que las resistencias últimas requeridas a flexión y al corte se pueden alcanzar sin la armadura al corte.

A.7.5.5.3- Cuando se requiere armadura al corte por la [sección A.7.5.5.1](#) o por cálculo, el área mínima de armadura al corte debe calcularse como:

$$A_v = \frac{b_w s}{3f_y} \quad (\text{A-5})$$

Donde b_w y s están en mm

A.7.5.6- Diseño de la armadura al corte

A.7.5.6.1- Cuando el esfuerzo de corte de diseño, v , excede el esfuerzo de corte resistido por el hormigón, v_c , debe colocarse armadura por corte de acuerdo con las secciones A.7.5.6.2 a la [A.7.5.6.8](#)

A.7.5.6.2- Cuando se utiliza armadura por corte perpendicular al eje del elemento,

$$A_v = \frac{(v - v_c)b_w s}{f_s} \quad (\text{A-6})$$

A.7.5.6.3- Cuando se utilizan estribos inclinados como armadura por corte,

$$A_v = \frac{(v - v_c)b_w s}{f_s (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (\text{A-7})$$

A.7.5.6.4- Cuando la armadura consiste en una barra o en un grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo,

$$A_v = \frac{(v - v_c)b_w d}{f_s \sin \alpha} \quad (\text{A-8})$$

donde $(v - v_c)$ no debe ser mayor a $0.133\sqrt{f'_c}$.

A.7.5.6.5- Cuando la armadura al corte consista en una serie de barras o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo, el área requerida debe calcularse por medio de la [ecuación \(A-7\)](#)

A.7.5.6.6- Únicamente las tres cuartas partes centrales de la porción inclinada de cualquier barra longitudinal doblada deben considerarse como efectivas como armadura al corte.

A.7.5.6.7- Cuando se utilice más de un tipo de armadura al corte para reforzar la misma porción de un elemento, el área requerida debe calcularse como la suma de los diferentes tipos de armadura considerados separadamente. En dichos cálculos, v_c debe incluirse una sola vez.

A.7.5.6.8 - El valor de $(v - v_c)$ no debe ser mayor que $0.367\sqrt{f'_c}$.

A.7.6- Corte por fricción

Cuando sea apropiado considerar la transferencia de corte a través de un plano dado, tal como una grieta potencial o existente, una interfase entre materiales diferentes, o una interfase entre dos hormigones colocados en distintas etapas, se permite aplicar las disposiciones para corte por fricción de la [sección 11.7](#) de este código, limitando el esfuerzo de corte máximo a un 55 % del valor dado en la

sección 11.7.5. La tensión admisible para la armadura de corte por fricción debe ser la dada en la sección A.3.2

A.7.7- Disposiciones especiales para losas y zapatas

A.7.7.1- La capacidad al corte de losas y zapatas en las cercanías de cargas concentradas o reacciones está controlada por la más severa de las dos condiciones siguientes:

A.7.7.1.1- La acción como viga de la losa o zapata, con una sección crítica extendiéndose en un plano a través de todo el ancho y ubicada a una distancia d desde el borde de la carga concentrada o reacción. Para esta condición, la losa o zapata debe diseñarse de acuerdo con la secciones A.7.1 a la A.7.5.

A.7.7.1.2- La acción en dos direcciones de la losa o zapata, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y ubicada de manera tal que su perímetro sea mínimo, pero no necesita estar a menos de $d/2$ del perímetro de la carga concentrada o reacción. Para esta condición, la losa o zapata debe diseñarse de acuerdo con las secciones A.7.7.2 y A.7.7.3.

A.7.7.2- El esfuerzo de corte de diseño, v , debe calcularse como:

$$v = \frac{V}{b_o d} \quad (A-9)$$

donde V y b_o deben tomarse en la sección crítica definida en A.7.7.1.2

A.7.7.3 - El esfuerzo de corte de diseño, v , no debe exceder al valor de v_c dado en la ecuación (A-10), a menos que se disponga armadura al corte.

$$v_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} / 12 \quad (A-10)$$

sin embargo, v_c no debe ser mayor a $\sqrt{f'_c}/6$. β_c es la razón entre el lado largo y el lado corto del área sobre el cual actúa la carga concentrada o reacción. Cuando se emplee hormigón con agregado liviano, deben aplicarse las modificaciones de la sección A.7.4.6

A.7.7.4 - Si se coloca armadura al corte consistente en barras o alambres de acuerdo con la sección 11.12.3 de esta norma, v_c no debe ser mayor a $\sqrt{f'_c}/12$, y v no debe ser mayor a $\sqrt{f'_c}/4$.

A.7.7.5- Si se coloca armadura al corte consistente en perfiles I o perfiles canal (conectores de corte) de acuerdo con la [sección 11.12.4](#) de esta norma, v en la sección crítica definida en [A.7.7.1.2](#) no debe ser mayor a $3.5\sqrt{f'_c}/12$, y v en la sección crítica definida en 11.12.4.7 no debe ser mayor a $\sqrt{f'_c}/6$. En la [ecuación \(11-39\)](#) y [\(11-40\)](#), la fuerza de corte de diseño, V , debe multiplicarse por 2 y debe sustituir a V_u .

A.7.8- Disposiciones especiales para otros elementos

Para el diseño de elementos de gran altura sometidos a flexión, ménsulas, cartelas y muros, deben usarse las disposiciones especiales del [capítulo 11](#) de este código, limitando el corte que toma el hormigón y las resistencias máximas límites al corte al 55 % de los valores dados en el [capítulo 11](#). En la [sección 11.10.6](#), la carga axial de diseño debe multiplicarse por 1.2 si es compresión y 2.0 si es tracción, y debe sustituir a N_u .

A.7.9- Elementos compuestos de hormigón sometidos a flexión

Para el diseño de elementos compuestos de hormigón sometidos a flexión, el esfuerzo admisible para el corte horizontal, v_h , no debe ser mayor que el 55 % de la resistencia al corte horizontal dada en la [sección 17.5.2](#) de este código.

APÉNDICE B

DISPOSICIONES UNIFICADAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO Y ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y A COMPRESIÓN

B.1- Alcance

Se permite el diseño por flexión y carga axial de acuerdo a las disposiciones del Apéndice B. Cuando se use el Apéndice B en el diseño, deben emplearse todas las secciones numeradas de este apéndice en reemplazo de las secciones con la numeración correspondiente de los [capítulos 8, 9, 10 y 18](#). Si se usa cualquier sección de este apéndice, todas las secciones en este apéndice deben sustituir a las secciones correspondientes en el cuerpo del código, y todas las demás secciones del cuerpo del código son aplicables

CB.1- Alcance

Este apéndice al código incluye cambios sustanciales en el diseño por flexión y cargas axiales. Estos cambios afectan a los límites de armadura, los factores de reducción de la resistencia ϕ , y la redistribución de momentos. Los diseños basados en las disposiciones del Apéndice B satisfacen el código, y son igualmente aceptables.

Cuando se usa este apéndice, cada sección de él debe sustituir a la correspondiente sección del cuerpo del código. Por ejemplo, la [sección B.8.4](#) sustituye a la [sección 8.4](#), etc. hasta la [sección B.18.10.4](#) que sustituye a la [sección 18.10.4](#). Los comentarios correspondientes también deben ser sustituidos.

B.8.4- Redistribución de momentos negativos en elementos continuos en flexión

B.8.4.1- Excepto cuando se usen valores aproximados para los momentos, se permite incrementar o reducir los momentos negativos, calculados por medio de la teoría elástica en los apoyos de elementos continuos en flexión, para cualquier patrón de carga supuesto, en no más de $1000\epsilon_t$ por ciento, con un máximo de 20 por ciento.

B.8.4.2- Deben usarse los momentos negativos modificados para calcular los momentos en las secciones al interior de los vanos.

B.8.4.3- La redistribución debe realizarse solamente cuando ϵ_t sea igual o mayor a 0.0075 en la sección en la cual se está reduciendo el momento.

CB.8.4- Redistribución de momentos negativos en elementos continuos en flexión

La redistribución de momentos depende de la adecuada ductilidad en las zonas de rótulas plásticas. Estas zonas de rótulas plásticas se desarrollan en puntos de momento máximo y causan un cambio en el diagrama de momentos elásticos. El resultado normal es una reducción en los valores de los momentos negativos en las zonas de rótula plástica y un incremento en los valores de los momentos positivos respecto a aquellos calculados por medio del análisis elástico. Dado que los momentos negativos se determinan para un patrón de carga y los momentos positivos para otro, cada sección tiene una capacidad de reserva que no es completamente utilizada por ninguna de las condiciones de carga. Las rótulas plásticas permiten la utilización de la

capacidad completa de un mayor número de secciones transversales de un elemento sometido a flexión bajo condiciones de carga última.

Usando valores conservadores para la deformación unitaria última del hormigón y longitudes de las rótulas plásticas derivadas de extensos ensayos, se analizaron elementos sometidos a flexión con pequeña capacidad de rotación para una redistribución de momento de hasta un 20 por ciento, dependiendo de la cuantía de armadura. Se encontró que los resultados eran conservadores (véase la [figura CB.8.4](#)). Los estudios de Cohn^{8.2} y Mattock^{8.3} apoyan esta conclusión e indican que el agrietamiento y deformación de vigas diseñadas con redistribución de momentos no son significativamente mayores, a nivel de cargas de servicio, que para vigas diseñadas para la distribución de momentos dada por la teoría elástica. De igual forma, estos estudios indican que, si los elementos satisfacen los requisitos de este código, están disponibles las capacidades de rotación adecuadas para la redistribución de momentos permitida por el código.

La redistribución de momentos no se aplica a elementos diseñados por el Método Alternativo de Diseño del [Apéndice A](#); ni se puede emplear en sistemas de losas diseñadas por el Método de Diseño Directo (véase la [sección 13.6.1.7](#)).

La [sección 8.4](#) del código especifica el porcentaje admisible de redistribución en términos de índices de armadura. Este apéndice especifica el porcentaje admisible de redistribución en términos de la deformación unitaria neta de tracción ϵ_t . Véase la [referencia B.1](#) para una comparación entre estas disposiciones de redistribución de momento.

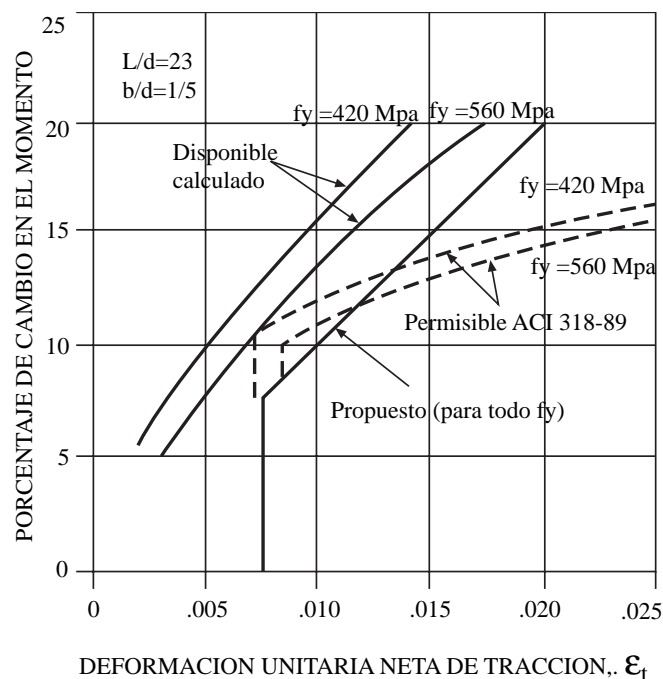


Fig. B.8.4 - Redistribución admisible de momento para la capacidad de rotación mínima.

B.9.3- Resistencia de diseño

B.9.3.1- La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones a otros elementos, y sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, corte y torsión debe tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo a los requisitos y suposiciones de este código, multiplicada por un factor ϕ de reducción de la resistencia.

CB.9.3- Resistencia de diseño

CB.9.3.1- El término “resistencia de diseño” de un elemento se refiere a la resistencia nominal calculada de acuerdo a los requisitos establecidos en este código, multiplicada por un factor de reducción de la resistencia, ϕ , el cual es siempre menor que uno.

Los propósitos del factor ϕ de reducción de la resistencia son (1) tomar en cuenta la probabilidad de que las secciones tengan una menor resistencia debido a variaciones en las resistencias de los materiales y en las dimensiones, (2) tomar en cuenta las inexactitudes de las ecuaciones de diseño, (3) reflejar el grado de ductilidad y confiabilidad requerida de la sección bajo los efectos de la carga que se está considerando, y (4) reflejar la importancia del elemento en la estructura.^{9.2, 9.3}

CÓDIGO

COMENTARIO

B.9.3.2- Los factores de reducción de la resistencia, ϕ deben ser los siguientes:

B.9.3.2.1- Secciones controladas por tracción. 0.9

B.9.3.2.2- Secciones controladas por compresión

(a) Elementos con zuncho de acuerdo
a la [sección 10.9.3](#) 0.75

(b) Otros elementos armados 0.70

Para secciones en las cuales la deformación unitaria neta de tracción en el acero más traccionado, a la resistencia nominal, está entre los límites para secciones controladas por compresión y secciones controladas por tracción, ϕ debe incrementarse linealmente desde el valor para secciones controladas por compresión hasta 0.9 a medida que la deformación neta de tracción en el acero más traccionado, a la resistencia nominal, se incrementa desde el límite para la deformación controlada por compresión hasta 0.005. Alternativamente, se permite tomar ϕ como el valor correspondiente a secciones controladas por compresión.

B.9.3.2.3- Corte y torsión 0.85

B.9.3.2.4- Aplastamiento del hormigón
(véase también la [sección 18.13](#))... 0.70

CB.9.3.2- Con anterioridad al desarrollo de estas disposiciones, el código especificaba la magnitud del factor ϕ para los casos de carga axial o flexión, o ambas, en términos del tipo de carga. Para esos casos, el factor ϕ se determina ahora por las condiciones de deformación unitaria en la sección transversal, a la resistencia nominal.

Se usa un valor menor de ϕ para secciones controladas por compresión que el usado para secciones controladas por tracción, debido a que las secciones controladas por compresión tienen menos ductilidad, son más sensibles a variaciones en la resistencia del hormigón, y generalmente se producen en elementos que soportan áreas cargadas mayores que los elementos con secciones controladas por tracción. A los elementos con zuncho se les asigna un mayor valor de ϕ que a las columnas con amarras, debido a que poseen mayor ductilidad y tenacidad.

En secciones sometidas a carga axial y flexión, las resistencias de diseño se determinan multiplicando tanto P_n como M por un valor único apropiado de ϕ . Las secciones controladas por compresión y las controladas por tracción se definen en la Capítulo 2 como aquellas que tienen una deformación unitaria neta de tracción en el acero más traccionado, para la resistencia nominal, menor o igual que el límite para la deformación unitaria controlada por compresión e igual o mayor que 0.005, respectivamente. En secciones con una deformación unitaria neta de tracción, en el acero más traccionado, para la resistencia nominal, entre los límites anteriores, el valor de ϕ puede determinarse por interpolación lineal, como se muestra en la [figura B.9.3.2](#). El concepto de deformación unitaria neta de tracción se discute en la sección [CB.10.3.3](#)

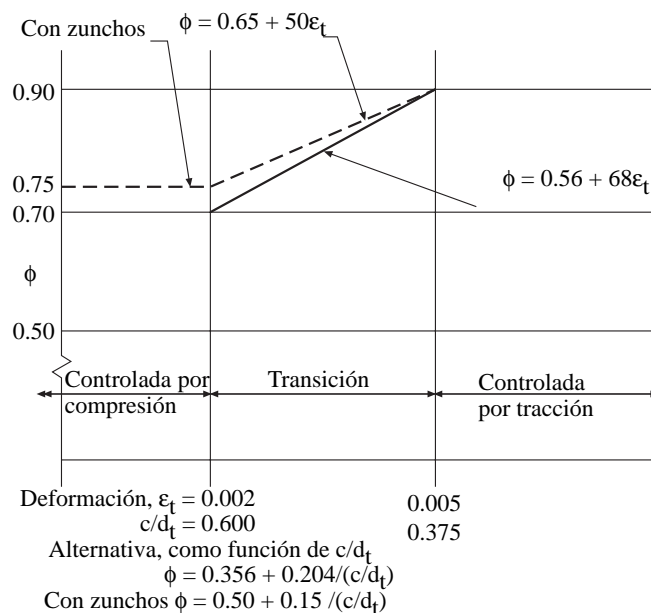


Fig. B.9.3.2 - Variaciones de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción para armadura con una tensión de fluencia de 420 MPa y para acero de pretensado.

Dado que la deformación unitaria del hormigón, para la resistencia nominal, se asume en la [sección 10.2.3](#) como igual a 0.003, los límites para la deformación unitaria neta de tracción en elementos controlados por compresión puede expresarse también en términos de la razón c/d_t , donde c es la profundidad del eje neutro para la resistencia nominal, y d_t es la distancia desde la fibra extrema en compresión al acero más traccionado. Los límites para c/d_t en secciones controladas por compresión y en secciones controladas por tracción son 0.6 y 0.375 respectivamente. El límite 0.6 se aplica a secciones armadas con acero con una tensión de fluencia de 420 MPa y a secciones pretensadas. La [figura B.9.3.2](#) también da las ecuaciones para ϕ en función de c/d_t .

El límite para la deformación unitaria neta por tracción en secciones controladas por tracción puede ser expresado también en términos de la razón ρ/ρ_b , como se definía en las ediciones anteriores del ACI 318. El límite para la deformación unitaria neta por tracción de 0.005 corresponde a una razón ρ/ρ_b igual a 0.63 para secciones rectangulares con acero con una tensión de fluencia de 420 MPa. Para una comparación entre estas disposiciones y las del cuerpo del código véase la [referencia B.1](#).

El factor ϕ de esta sección para el aplastamiento del hormigón no se aplica a placas de apoyo para anclajes de postesado (véase la [sección C18.13](#)).

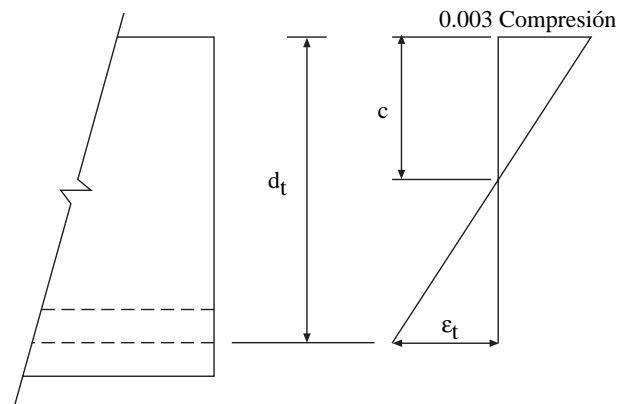


Fig. B.10.3.3 - Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción.

B.10.3.2- Las condiciones de deformación balanceada se producen en una sección transversal cuando la armadura en tracción alcanza la deformación correspondiente a su tensión especificada a la fluencia, f_y , justo cuando el hormigón en compresión alcanza su deformación límite supuesta de 0.003.

B.10.3.2- La condición de deformación unitaria balanceada en una sección transversal se produce cuando la deformación unitaria máxima en la fibra extrema en compresión alcanza el valor 0.003 simultáneamente con la primera deformación unitaria de fluencia f_y/E_s en la armadura en tracción. La cuantía de armadura ρ_b que produce las condiciones balanceadas en flexión, depende de la forma de la sección transversal y de la ubicación de la armadura.

CÓDIGO

El límite para la deformación controlada por compresión es la deformación neta de tracción en la armadura bajo las condición de deformaciones balanceadas. En secciones pretensadas, se permite usar el mismo límite para la deformación controlada por compresión que para armadura con una tensión de diseño a la fluencia, f_y , de 420 MPa.

B.10.3.3- Las secciones son controladas por compresión cuando la deformación neta de tracción en el acero más traccionado es igual o menor que el límite para la deformación controlada por compresión en el momento en que el hormigón en compresión alcanza su deformación límite supuesta de 0.003. Las secciones son controladas por tracción cuando la deformación neta de tracción en el acero más traccionado es igual o mayor que 0.005 en el momento en que el hormigón en compresión alcanza su deformación límite supuesta de 0.003. Las secciones con una deformación neta de tracción en el acero más traccionado entre el límite para la deformación controlada por compresión y 0.005 constituyen una zona de transición entre secciones controladas por compresión y secciones controladas por tracción.

COMENTARIO

Para armadura con una tensión de fluencia de 420 MPa, el límite para la deformación unitaria controlada por compresión puede tomarse como una deformación unitaria neta de tracción ϵ_t de 0.002. Esta deformación unitaria neta de tracción puede ser usada como límite para la deformación unitaria controlada por compresión en secciones pretensadas.

B.10.3.3- La resistencia nominal a flexión de un elemento es alcanzada cuando la deformación unitaria en la fibra extrema en compresión alcanza el valor límite asumido para la deformación unitaria de 0.003. La deformación unitaria neta de tracción en el acero más traccionado se determina a partir de una distribución lineal de deformaciones unitarias para la resistencia nominal, mostrada en la [figura B.10.3.3.](#), usando relaciones de triángulos.

Cuando la deformación unitaria neta de tracción en el acero más traccionado es suficientemente grande (igual o mayor que 0.005), la sección se define como controlada por tracción, en la cual se puede esperar una amplia advertencia de falla con extensas deformaciones y agrietamientos. Cuando la deformación unitaria neta de tracción en el acero más traccionado es pequeña (menor o igual que el límite para la deformación unitaria controlada por compresión), puede esperarse una condición de falla frágil, con escasa advertencia de una falla inminente. Los elementos en flexión son normalmente controlados por tracción, mientras que los elementos en compresión usualmente son controlados por compresión. Algunas secciones, como aquellas con pequeñas cargas axiales y grandes momentos flectores, tendrán deformaciones unitarias netas de tracción entre los límites anteriores. Estas secciones están en una zona de transición entre secciones controladas por compresión y secciones controladas por tracción. En el [punto B.9.3.2](#) se especifican los factores ϕ de reducción de la resistencia apropiados para secciones controladas por tracción y para sec-

ciones controladas por compresión, y para los casos intermedios en la zona de transición. Para una comparación entre estas disposiciones y las del cuerpo del código véase la [referencia B.1](#).

Con anterioridad al desarrollo de estas disposiciones, el código definía las condiciones de deformación unitaria balanceada como aquellas que existen en una sección transversal cuando la armadura en tracción alcanza la deformación unitaria correspondiente a su tensión especificada de fluencia, f_y , justo cuando el hormigón en compresión alcanza su deformación unitaria límite supuesta de 0.003. La cuantía de armadura ρ_b era definida como la cuantía de armadura que produce condiciones de deformación unitaria balanceada. La deformación unitaria límite por tracción en elementos sometidos a compresión no estaba establecida, pero estaba implícita en la cuantía máxima de armadura en tracción que se daba como un porcentaje de la cuantía ρ_b , la cual era dependiente de la tensión de fluencia de la armadura. El nuevo límite para la deformación unitaria neta de tracción de 0.005 para secciones controladas por tracción se escogió para que fuera un límite único aplicable a todos los tipos de acero (pretensado y no pretensado) permitidos por este código. Hay que notar que el límite para la deformación unitaria neta de tracción de 0.005 no es un límite absoluto (como lo era el límite $0.75 \rho_b$ en las ediciones anteriores del ACI 318), sino un punto en el cual el factor de reducción de la capacidad comienza cambiar. Se permiten altas cuantías de armadura que produzcan deformaciones unitarias netas de tracción menores que 0.005, pero ellas no son económicas debido a la reducción del factor ϕ . En elementos en flexión, es más económico agregar armadura de compresión, si es necesario, para hacer $\epsilon_t \geq 0.005$.

B.18.1.3- Las siguientes disposiciones de este código no se aplican al hormigón pretensado, excepto que se señale específicamente: [Secciones 7.6.5, 8.10.2, 8.10.3, 8.10.4, 8.11, 10.5, 10.6, 10.9.1, y 10.9.2](#); [Capítulo 13](#); y [Secciones 14.3, 14.5, y 14.6](#).

A menos que se requieran cantidades no usuales de ductilidad, el límite 0.005 proporciona un comportamiento dúctil en la mayoría de los diseños. Una condición donde se requiere una mayor ductilidad es en el diseño para la redistribución de momentos en elementos continuos y en marcos. La [sección B.8.4](#) permite la redistribución de momentos negativos. Dado que la redistribución de momentos depende de la adecuada ductilidad de las zonas de rótulas, la redistribución de momentos se limita a secciones que tengan una deformación unitaria neta de tracción de al menos 0.0075.

En vigas con armadura de compresión, o vigas T, los efectos de la armadura de compresión y de las alas son automáticamente tomados en cuenta en el cálculo de la deformación unitaria neta de tracción, ϵ_t .

B.18.1.3- Algunas secciones del código están exentas de emplearse en el diseño de hormigón pretensado por razones específicas. La siguiente discusión explica dichas excepciones:

[Sección 7.6.5](#) - La [sección 7.6.5](#) del código se excluye en la aplicación al hormigón pretensado, ya que los requisitos para armadura adherida y cables no adheridos para elementos hormigonados en obra se proporcionan en las [secciones 18.9 y 18.12](#) respectivamente.

[Secciones 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4](#). Las disposiciones empíricas de las [secciones 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4](#) para vigas T fueron desarrolladas para hormigón armado convencional y si se aplican a hormigón pretensado podrían excluir a muchos productos pretensados estándar que actualmente están en uso de manera satisfactoria. Por lo tanto, a base de la experiencia se pueden hacer variaciones.

Al excluir las [secciones 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4](#), no aparecen en el código requisitos especiales para vigas T de hormigón pretensado. Así pues, se deja al juicio y a la experiencia del ingeniero la determinación del ancho efectivo del ala. Cuando sea posible, debe utilizarse el ancho del ala indicado en las [secciones 8.10.2, 8.10.3 y 8.10.4](#), a menos que la experiencia haya demostrado que las variaciones son seguras y satisfactorias. En el análisis elástico y en las consideraciones de diseño no es necesariamente conservador utilizar el ancho máximo del ala permitido en la [sección 8.10.2](#).

Las [secciones 8.10.1 y 8.10.5](#) proporcionan los requisitos generales para vigas T, que también son aplicables a elementos de hormigón pretensado. Las limitaciones de espaciamiento de la armadura en losas se basan en el espesor del ala, el cual puede tomarse como el espesor promedio en el caso de alas de espesor variable.

Sección 8.11- Los límites empíricos establecidos para pisos nervados convencionales de hormigón armado se basan en el exitoso comportamiento anterior de las losas nervadas, en las cuales se utilizaron sistemas de moldajes “estándar” para losas nervadas. Véase la [sección 8.11](#) de los Comentarios. Para la construcción con losas nervadas pretensadas, debe apelarse a la experiencia y al buen criterio. Las disposiciones de la [sección 8.11](#) pueden utilizarse como guía.

[Secciones 10.5, 10.9.1 y 10.9.2](#)- Para hormigón pretensado las limitaciones para la armadura, indicadas en las [secciones 10.5, 10.9.1 y 10.9.2](#) se sustituyen por las de las [secciones 18.8.3, 18.9 y 18.11.2](#).

Sección 10.6- Cuando se prepararon originalmente, las disposiciones de la [sección 10.6](#) para la distribución de la armadura a flexión no estaban destinadas a los elementos de hormigón pretensado. El comportamiento de un elemento pretensado es considerablemente diferente al de un elemento no pretensado. Debe apelarse a la experiencia y al buen criterio para la apropiada distribución de la armadura en un elemento pretensado.

Capítulo 13- El diseño de losas de hormigón pretensado requiere el reconocimiento de los momentos secundarios inducidos por el perfil curvo de los cables de pretensado. También los cambios volumétricos debidos a la fuerza de pretensado pueden crear sobre la estructura cargas adicionales que no están previstas adecuadamente en el [capítulo 13](#). Debido a estas propiedades especiales asociadas con el pretensado, muchos de los procedimientos de diseño del [capítulo 13](#) no son apropiados para estructuras de hormigón pretensado, y se sustituyen por las disposiciones de la [sección 18.12](#).

Secciones 14.5 y 14.6- Los requisitos para diseño de muros en las secciones 14.5 y 14.6 son en gran parte empíricas, y utilizan consideraciones no pensadas para aplicarse al hormigón pretensado.

B.18.8- Límite para la armadura de elementos en flexión

B.18.8.1- Las secciones de hormigón pretensado deben clasificarse como secciones controladas por tracción o secciones controladas por compresión de acuerdo con el [punto B.10.3.3](#). Deben aplicarse los factores ϕ adecuados de la [sección B.9.3.2](#).

B.18.8- Límite para la armadura de elementos en flexión

B.18.8.1- Los límites para la deformación unitaria neta de tracción de secciones controladas por compresión y de secciones controladas por tracción, dados en el [punto B.10.3.3](#) se aplican a secciones pretensadas. Estas disposiciones toman el lugar de los límites máximos de armadura del código.

B.18.8.2- La cantidad total de armadura pretensada y no pretensada debe ser adecuada para desarrollar una carga mayorada de al menos 1.2 veces la carga de agrietamiento, calculada sobre la base del módulo de rotura, f_r , especificado en la [sección 9.5.2.3](#), excepto en elementos en flexión con una resistencia al corte y a flexión al menos el doble de la requerida en la [sección 9.2](#).

B.18.8.3- Parte o toda la armadura adherida, consistente en barras o cables, debe disponerse tan cerca como sea posible de la fibra extrema en tracción en todos los elementos pretensados sometidos a flexión, excepto que en elementos pretensados con cables no adheridos la armadura mínima adherida consistente en barras o cables debe cumplir con lo requerido en la [sección 18.9](#).

B.18.10.4- Redistribución de momentos negativos en elementos pretensados continuos sometidos a flexión.

B.18.10.4.1- Cuando se proporciona armadura adherida en los apoyos de acuerdo con la [sección 18.9.2](#), se permite incrementar o reducir los momentos calculados por medio de la teoría elástica, para cualquier carga supuesta, de acuerdo a lo indicado en la [sección B.8.4](#).

El límite para la deformación unitaria de tracción de secciones controladas por tracción dado en la [sección B.10.3.3](#) puede expresarse también en términos de ω_p , tal como se definía en las ediciones previas del ACI 318. El límite para la deformación unitaria neta de tracción de 0.005 corresponde a $\omega_p = 0.32\beta_1$ para secciones rectangulares pretensadas.

B.18.8.2- Esta disposición es una precaución frente a una falla abrupta por flexión que se desarrolle inmediatamente después del agrietamiento. Un elemento en flexión diseñado de acuerdo con las disposiciones del código requiere una carga adicional considerable más allá del agrietamiento antes de alcanzar su resistencia máxima a flexión. Así, una considerable deformación advertirá que se está alcanzando la resistencia máxima del elemento. Si la resistencia máxima del elemento se alcanzara rápidamente después del agrietamiento, no se produciría la deformación de advertencia.

B.18.8.3- Se requiere colocar algo de acero adherido cerca de las caras de tracción de elementos pretensados en flexión. El propósito de este acero adherido es controlar el agrietamiento para las cargas de servicio totales o ante excesos de carga.

B.18.10.4- Redistribución de momentos negativos en elementos pretensados continuos sometidos a flexión.

Las disposiciones para redistribución de momentos negativos dadas en la [sección B.8.4](#) de este código son igualmente aplicables a elementos pretensados. Véase la [referencia B.1](#) para una comparación entre resultados de investigaciones y las disposiciones del código.

CÓDIGO

B.10.10.4.2- Los momentos negativos modificados deben usarse para calcular los momentos en las secciones al interior de los vanos para los mismos patrones de carga.

COMENTARIO

Para que los principios de la redistribución de momentos de la [sección B.18.10.4](#) sean aplicables a vigas con cables no adheridos, es necesario que dichas vigas contengan suficiente armadura adherida para asegurar que actuarán como vigas después del agrietamiento y no como una serie de arcos atirantados. El requisito de armadura adherida mínima de la [sección 18.9](#) cumple con este propósito.

CÓDIGO

COMENTARIO

APÉNDICE C

FACTORES DE CARGA Y REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA ALTERNATIVOS

C.1- Generalidades

C.1.1- Si la estructura incluye elementos principales de otros materiales, dimensionados para satisfacer las combinaciones de carga de la sección 2.3 del ASCE 7-95, se permite dimensionar los elementos de hormigón de la estructura de un edificio usando las combinaciones de carga del ASCE 7-95 en conjunto con los siguientes factores de reducción de la resistencia.

C.1.1.1- Flexión sin carga axial 0.80

C.1.1.2- Tracción axial y tracción axial con flexión 0.80

C.1.1.3- Compresión axial y compresión axial con flexión:

(a) Elementos con zuncho de acuerdo a la sección 10.9.3 0.70

(b) Otros elementos armados 0.65

excepto que para valores bajos de la compresión axial se permite incrementar ϕ hasta el valor por flexión, 0.80, usando la interpolación lineal señalada en 9.3.2.2 o en B.9.3.2.2.

C1.1.4 - Corte y torsión0.75

Excepto en estructuras que dependan de marcos especiales resistentes a momento o muros estructurales especiales de hormigón armado para resistir los efectos sísmicos:

(a) El corte en cualquier elemento que es diseñado para resistir los efectos sísmicos, si su resistencia nominal al corte es menor que el corte correspondiente

CC.1- Generalidades

El Apéndice C se ha incluido para facilitar el dimensionamiento de edificios que incluyen elementos hechos con materiales distintos al hormigón. Si aquellos elementos son dimensionados usando las cargas de diseño mínimas especificadas en ASCE 7,^{C.1} es conveniente realizar todo el diseño usando los mismos requisitos de carga.

Los factores de reducción de la resistencia del Apéndice C fueron calibrados, de manera que si son usados en conjunto con las combinaciones de cargas mínimas de diseño de la sección 2.3.2 de la [referencia C.1](#), los diseños, en la mayoría de los casos, serán comparables a aquellos que se habrían obtenido usando los factores de carga y de reducción de la resistencia especificados en el [capítulo 9](#). Es inseguro usar los factores de carga de la referencia C.1 con los factores de reducción de la resistencia del [capítulo 9](#).

Se reproducen aquí aspectos relevantes del Capítulo 2 de la [referencia C.1](#)* :

2.2- Símbolos y Notación

D = Carga permanente, consistente en: (a) peso propio de los elementos; (b) peso de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio y que serán soportados permanentemente por el elemento, incluyendo tabiques interiores fijos; y (c) peso del equipamiento permanente;

* Tomado del ASCE 7-88, Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras.

CÓDIGO

- al desarrollo de la resistencia nominal a momento del elemento0.55
- (b) Para el corte en diafragmas no se debe exceder el mínimo factor de reducción de la resistencia para corte usado para los componentes verticales o para el sistema primario resistente a fuerzas laterales.
- (c) Corte en nudos y vigas de acoplamiento armadas diagonalmente0.80
- C.1.1.5-** Aplastamiento 0.65
- C.1.1.6-** Hormigón simple 0.55
- C.1.2.-** El diseño de las zonas de anclaje en postensado debe considerar el uso de los factores de carga de la [sección 9.2.8](#) y los factores ϕ de la [sección 9.3.2.5](#).

COMENTARIO

- E** = Carga sísmica;
- F** = Cargas debidas a fluidos con presiones y alturas máximas bien definidas;
- L** = Sobrecarga debida al uso esperado, incluyendo cargas debidas a objetos y tabiques móviles y cargas soportadas temporalmente por la estructura durante el mantenimiento. **L** incluye cualquier reducción permitida. Si la resistencia a cargas de impacto se toma en cuenta en el diseño, dichos efectos deben incluirse en la sobrecarga **L**;
- L_r** = Sobrecarga de techo;
- S** = Carga de nieve
- R** = Carga de lluvia, excepto apozamiento
- H** = Cargas debidas al peso y presión lateral del suelo y del agua dentro del suelo.
- P** = Cargas, fuerzas, y efectos debidos al apozamiento;
- T** = Fuerzas y efectos debidos a la autodeformación, que surgen de la contracción o expansión resultante de cambios de temperatura, retracción, cambios de humedad, fluencia lenta de los materiales componentes, movimientos debidos a asentamientos diferenciales, o combinaciones de lo anterior;
- W** = Carga de viento

2.4- Combinación de Cargas en el Diseño por Resistencia

2.4.1- Aplicabilidad. Las combinaciones de carga y los factores de carga dados en las secciones 2.4.2 y 2.4.3 deben usarse sólo en aquellos casos en que están expresamente autorizados por la norma de diseño aplicable al material.

2.4.2- Combinaciones básicas. Salvo que las normas aplicables dispongan otra cosa, las estructuras, componentes, y fundaciones deben diseñarse de manera que su resistencia de dise-

no exceda los efectos de las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

1. **1.4D**
2. **1.2D + 1.6L + 0.5(L_r o S o R)**
3. **1.2D + 1.6(L_r o S o R) + (0.5L o 0.8W)**
4. **1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r o S o R)**
5. **1.2D + 1.5E + (0.5L o 0.2S)**
6. **0.9D - (1.3W o 1.5E)**

Excepciones: el factor de carga para **L** en las combinaciones (3), (4), y (5) debe ser igual a 1.0 para garajes, zonas ocupadas como áreas de reunión pública, y todas las áreas donde la sobrecarga es mayor a 5000 N/m².

Debe considerarse cada estado límite de resistencia que sea relevante. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o más de las cargas contribuyentes no están actuando.

2.4.3- Otras combinaciones. Los efectos estructurales de **F**, **H**, **P**, o **T** deben considerarse en el diseño como las siguientes cargas mayoradas: **1.3F**, **1.6H**, **1.2P**, y **1.2T**.

Los factores de carga y reducción de la resistencia del [Capítulo 9](#) de este código han evolucionado desde comienzos de los años 60^{C2}. Se han producido avances en los años recientes en la comprensión de las probabilidades de falla estructural. Las consideraciones sobre probabilidades proporcionan una base para evaluar medidas relativas de seguridad estructural, si las variables que afectan la seguridad se distribuyen aleatoriamente y si la naturaleza de las distribuciones es conocida. Los factores de carga de la sección 2.4.2 del ASCE 7 se dice que están basadas en una encuesta sobre las “confiabilidades inherentes a la práctica de diseño existente”^{C.1}. Para edificios de hormigón armado en países en donde se ha usado el ACI 318 o normas similares, la mejor y más concisa encuesta sobre

CÓDIGO

COMENTARIO

“confiabilidades inherentes a la práctica de diseño existente” son los factores de carga y de reducción de la resistencia usados en el ACI 318. Actualmente, el apoyo más fuerte a los factores de reducción de la resistencia del Apéndice C es el hecho que, usados con las combinaciones de carga del ASCE 7, los resultados son generalmente compatibles con aquellos obtenidos usando el [Capítulo 9](#).



COMISIÓN DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO Y ALBAÑILERÍAS PERTENECIENTE A LA CORPORACIÓN DE DESARROLLO TECNOLÓGICO DE LA CAMARA CHILENA DE LA CONSTRUCCIÓN

PRESIDENTE :

FERNANDO YÁÑEZ UNIVERSIDAD DE CHILE

SECRETARIO TÉCNICO :

SR. AUGUSTO HOLMBERG INSTITUTO DEL CEMENTO Y DEL HORMIGÓN DE CHILE

MIEMBROS DE LA COMISIÓN, SEÑORES :

ZEUS AGUILERA	MOP - DEPARTAMENTO DE PUENTES
MARCIAL BAEZA	RIVERA, LEDERER, BAEZA ING. CIVILES
PATRICIO BONELLI	UNIVERSIDAD FEDERICO SANTA MARÍA
LUIS EBENSPERGER	CORPORACIÓN DE DESARROLLO TECNOLÓGICO
BALDUR HEIM	UNIVERSIDAD CATÓLICA DE VALPARAISO
ERNESTO HERBACH	SERVIU METROPOLITANO
RENÉ LAGOS	RENÉ LAGOS Y ASOC. ING. CIVILES
ALFONSO LARRAÍN	ALFONSO LARRAÍN V. Y ASOC.
CARL LÜDERS	UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
MARÍA OFELIA MORONI	UNIVERSIDAD DE CHILE
RODRIGO MUJICA	VMB INGENIEROS ESTRUCTURALES
DANIEL SÚNICO	MINVU

Han pasado 3 años desde que se publicó por primera vez el **“Código de Diseño de Hormigón Armado. Basado en el ACI 318-95”**. Desde esa fecha, esta publicación se transformó en un documento de consulta imprescindible para todos aquellos que están ligados al diseño, la construcción, la investigación y la docencia en hormigón Armado. De esta forma, uno de los principales objetivos planteados se ha ido cumpliendo, puesto que son cada día son más los profesionales que conocen y utilizan el código.

Con posterioridad a la publicación del código, la Comisión de Diseño Estructural y el Instituto del Cemento y del Hormigón se hicieron el propósito de participar directamente en los comités del ACI encargados de desarrollar el ACI 318. Esta participación se concretó a partir del año 1998 y es así como, en la actualidad, un representante de la Comisión participa regularmente con derecho a voto en las reuniones del subcomité de diseño sísmico del ACI 318.

Por otra parte, están en curso una serie de estudios tendientes a caracterizar de mejor forma el comportamiento de los edificios chilenos, los que presentan diferencias con respecto a las estructuras de hormigón armado empleadas en otros países. Estas particularidades de estructuración y comportamiento hacen que sea necesario un trabajo de adaptación de los criterios de diseño del ACI 318 a nuestra realidad, y al mismo tiempo, plantean el desafío de rescatar las bondades que el edificio chileno de hormigón armado presenta.

A finales del año 1999, fue publicado el ACI 318-99 que reemplaza al ACI 318-95. La nueva edición incorpora una serie de modificaciones respecto a la anterior, especialmente en lo que se refiere al diseño sísmico de muros y dinteles de acoplamiento. Ello nos ha motivado a actualizar la versión chilena del código para ponerla a disposición de los profesionales del país.

En esta versión del Código, se ha optado por cambiar la forma de distinguir los comentarios introducidos por la comisión de los comentarios originales del ACI 318-99, para ello se han colocado sobre un fondo más oscuro los comentarios nacionales, reservando las líneas verticales frente a los párrafos para indicar los cambios respecto a la edición anterior.

Esperamos que esta publicación tenga la misma acogida que la versión anterior y motive aún más, a los profesionales del diseño y la construcción en hormigón armado, a plantear sus inquietudes y comentarios respecto a las disposiciones del código.

Comisión de Diseño Estructural
en Hormigón Armado y Albañilerías

Santiago, Mayo 2000

PRIMERA PARTE - GENERALIDADES

CAPÍTULO 1 - REQUISITOS GENERALES	1
1.1- Alcance	1
1.2- Planos y especificaciones	8
1.3- Inspección	10
1.4- Aprobación de sistemas especiales de diseño o de construcción	14
CAPÍTULO 2 - DEFINICIONES	15

SEGUNDA PARTE - NORMAS PARA ENSAYOS Y MATERIALES

CAPÍTULO 3 - MATERIALES	25
3.0- Notación	25
3.1- Ensayos de materiales	25
3.2- Cementos	26
3.3- Agregados	26
3.4- Agua	27
3.5- Acero de Refuerzo	29
3.6- Aditivos	37
3.7- Almacenamiento de materiales	39
3.8- Normas citadas	39

TERCERA PARTE - REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

CAPÍTULO 4 - REQUISITOS DE DURABILIDAD	45
4.0- Notación	45
4.1- Razón agua-cemento	46
4.2- Exposición a congelación y deshielo	46
4.3- Exposición a sulfatos	49
4.4- Protección de la armadura contra la corrosión	51

CAPITULO 5 - CALIDAD DEL HORMIGÓN, MEZCLADO Y COLOCACIÓN	55
5.0- Notación	55
5.1- Generalidades	56
5.2- Dosificación del hormigón	57
5.3- Dosificación basada en la experiencia en obra y/o en mezclas de prueba	58
5.4- Dosificación cuando no se cuenta con experiencia en obra o mezclas de prueba	66
5.5- Reducción de la resistencia promedio	67
5.6- Evaluación y aceptación del hormigón	67
5.7- Preparación del equipo y del lugar de colocación	74
5.8- Mezclado	75
5.9- Transporte	76
5.10- Colocación	76
5.11- Curado	78
5.12- Requisitos para tiempo frío	79
5.13- Requisitos para tiempo caluroso	80
 CAPÍTULO 6 - MOLDAJES, TUBERÍAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN ..	 81
6.1- Diseño de moldajes	81
6.2- Desmolde, retiro de alzaprimas y alzaprimas de reapuntalamiento	82
6.3- Tuberías y ductos embebidos en el hormigón	85
6.4- Juntas de construcción	85
 CAPÍTULO 7 - DETALLES DEL ACERO DE REFUERZO	 89
7.0- Notación	89
7.1- Ganchos normales	89
7.2- Diámetros mínimos de doblado	90
7.3- Doblado	91
7.4- Condiciones de la superficie de la armadura	92
7.5- Colocación de la armadura	93
7.6- Límites para el espaciamiento de la armadura	95
7.7- Protección de hormigón para la armadura	97
7.8- Detalles especiales de la armadura para columnas	104
7.9- Conexiones	105
7.10- Armadura transversal para elementos en compresión	106
7.11- Armadura transversal para elementos en flexión	110
7.12- Armadura de retracción y temperatura	110
7.13- Requisitos para la integridad estructural	113

CUARTA PARTE - REQUISITOS GENERALES

CAPÍTULO 8 - ANÁLISIS Y DISEÑO-CONSIDERACIONES GENERALES	115
8.0- Notación	115
8.1- Métodos de diseño	116
8.2- Cargas	117
8.3- Métodos de análisis	118
8.4- Redistribución de momentos negativos en elementos continuos no pretensados sometidos a flexión	120
8.5- Módulo de elasticidad	122
8.6- Rigidez	123
8.7- Longitud del vano	124
8.8- Columnas	125
8.9- Disposiciones para la sobrecarga	125
8.10- Sistemas de vigas T	126
8.11- Losas nervadas	127
8.12- Sobrelosas	129
 CAPÍTULO 9 - REQUISITOS DE RESISTENCIA Y SERVICIABILIDAD	 131
9.0- Notación	131
9.1- Generalidades	133
9.2.- Resistencia requerida	135
9.3- Resistencia de diseño	139
9.4- Resistencia de diseño para la armadura	142
9.5- Control de deformaciones	143
 CAPÍTULO 10 - CARGAS AXIALES Y FLEXIÓN	 155
10.0- Notación	155
10.1- Alcance	159
10.2- Hipótesis de diseño	159
10.3- Principios y requisitos generales	163
10.4- Distancia entre los apoyos laterales de elementos sometidos a flexión	167
10.5- Armadura mínima en elementos sometidos a flexión	167
10.6- Distribución de la armadura por flexión en vigas y losas en una dirección	169
10.7- Elementos de gran altura sometidos a flexión	172
10.8- Dimensiones de diseño para elementos sometidos a compresión	173
10.9- Límites para la armadura de elementos sometidos a compresión	174
10.10- Efectos de esbeltez en elementos sometidos a compresión	176

10.11-	Momentos amplificados - Generalidades	177
10.12-	Momentos amplificados - Marcos sin desplazamiento lateral	182
10.13-	Momentos amplificados - Marcos con desplazamiento lateral	187
10.14-	Elementos cargados axialmente que soportan sistemas de losas	193
10.15-	Transmisión de cargas de las columnas a través de losas de entrepiso	194
10.16-	Elementos compuestos sometidos a compresión	196
10.17-	Resistencia al aplastamiento	199
CAPÍTULO 11 - CORTE Y TORSIÓN		201
11.0-	Notación	201
11.1-	Resistencia al corte	207
11.2-	Hormigón liviano	211
11.3-	Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en elementos no pretensados	212
11.4-	Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en elementos pretensados	215
11.5-	Resistencia al corte proporcionada por la armadura de corte	219
11.6-	Diseño por torsión	225
11.7-	Corte por fricción	240
11.8-	Disposiciones especiales para elementos de gran altura sometidos a flexión	247
11.9-	Disposiciones especiales para ménsulas y cartelas	250
11.10-	Disposiciones especiales para muros	254
11.11-	Transmisión de momentos a columnas	258
11.12-	Disposiciones especiales para losas y zapatas	258
CAPITULO-12 - LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES DE LA ARMADURA ..		273
12.0-	Notación	273
12.1-	Desarrollo de la armadura-Generalidades	275
12.2-	Desarrollo de barras con resalte y de alambres estriados sometidos a tracción	275
12.3-	Desarrollo de barras con resalte sometidas a compresión	282
12.4-	Desarrollo de paquetes de barras	282
12.5-	Desarrollo de ganchos estándar en tracción	283
12.6-	Anclaje mecánico	286
12.7-	Desarrollo de la malla electrosoldada de alambre estriado sometida a tracción	287
12.8-	Desarrollo de la malla electrosoldada de alambre liso sometida a tracción	288
12.9-	Desarrollo de torones de pretensado	289
12.10-	Desarrollo de la armadura de flexión - Generalidades	292
12.11-	Desarrollo de la armadura para momento positivo	295
12.12-	Desarrollo de la armadura para momento negativo	298
12.13-	Desarrollo de la armadura del alma	299
12.14-	Empalmes de la armadura -Generalidades	302
12.15-	Empalmes de alambres y barras con resaltes sometidas a tracción	305

12.16-	Empalmes de barras con resaltes sometidas a compresión	308
12.17-	Requisitos especiales de empalmes para columnas	310
12.18-	Empalmes de malla electrosoldada de alambre estriado sometida a tracción	314
12.19-	Empalmes de malla electrosoldada de alambre liso sometida a tracción	315

QUINTA PARTE - SISTEMAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES

CAPÍTULO 13 - SISTEMAS DE LOSA EN DOS DIRECCIONES 317

13.0-	Notación	317
13.1-	Alcance	319
13.2-	Definiciones	320
13.3-	Armadura de la losa	321
13.4-	Aberturas en los sistemas de losas	326
13.5-	Procedimientos de diseño	327
13.6-	Método de diseño directo	332
13.7-	Método del marco equivalente	341

CAPÍTULO 14 - MUROS 349

14.0-	Notación	349
14.1-	Alcance	350
14.2-	Generalidades	350
14.3-	Armadura mínima	351
14.4-	Muros diseñados como elementos en compresión	353
14.5-	Método empírico de diseño	353
14.6-	Muros no estructurales	355
14.7-	Muros empleados como vigas de fundación	356
14.8-	Diseño alternativo para muros esbeltos	356

CAPÍTULO 15 - ZAPATAS 359

15.0-	Notación	359
15.1-	Alcance	359
15.2-	Cargas y reacciones	359
15.3-	Zapatas que soportan columnas o dados de forma circular o de polígono regular	361
15.4-	Momentos en zapatas	361
15.5-	Esfuerzo de corte en zapatas	363
15.6-	Desarrollo de la armadura en zapatas	364
15.7-	Altura mínima de las zapatas	365
15.8-	Transmisión de esfuerzos en la base de columnas, muros o dados armados	365

15.9-	Zapatas con pendientes o escalonadas	369
15.10-	Combinación de zapatas y losas de fundación	369
CAPÍTULO 16 - HORMIGÓN PREFABRICADO		371
16.0-	Notación	371
16.1-	Alcance	371
16.2-	Generalidades	371
16.3-	Distribución de fuerzas entre elementos	373
16.4-	Diseño de elementos	374
16.5-	Integridad estructural	375
16.6-	Diseño de conexiones y apoyos	379
16.7-	Piezas embebidas después de la colocación del hormigón	381
16.8-	Marcas e identificación	381
16.9-	Manejo	381
16.10-	Evaluación de la resistencia de estructuras prefabricadas	382
CAPÍTULO 17 - ELEMENTOS COMPUESTOS DE HORMIGÓN SOMETIDOS A FLEXIÓN		383
17.0-	Notación	383
17.1-	Alcance	383
17.2-	Generalidades	384
17.3-	Apuntalamiento	385
17.4-	Resistencia al corte vertical	385
17.5-	Resistencia al corte horizontal	385
17.6-	Amarras para corte horizontal	388
CAPÍTULO 18 - HORMIGÓN PRETENSADO		389
18.0-	Notación	389
18.1-	Alcance	391
18.2-	Generalidades	394
18.3-	Suposiciones de diseño	396
18.4-	Tensiones admisibles en el hormigón-Elementos sometidos a flexión	396
18.5-	Tensiones admisibles en los cables de pretensado	400
18.6-	Pérdidas de pretensado	402
18.7-	Resistencia a la flexión	404
18.8-	Límites de la armadura en elementos sometidos a flexión	406
18.9-	Armadura mínima adherida	407
18.10-	Estructuras estáticamente indeterminadas	410

18.11-	Elementos en compresión - Carga axial y flexión combinadas	413
18.12-	Sistemas de losas	414
18.13-	Zonas de anclaje de los cables postensados.....	417
18.14-	Diseño de las zonas de anclaje para cables de un alambre o barras de 16mm. de diámetro	424
18.15-	Diseño de las zonas de anclaje para cables de varios alambres.....	426
18.16-	Protección contra la corrosión de cables de pretensado no adheridos	426
18.17-	Ductos para postensado	427
18.18-	Lechada para cables de pretensado adheridos	428
18.19-	Protección para los cables de pretensado	430
18.20-	Aplicación y medición de la fuerza de pretensado	430
18.21-	Anclaje y coplas para postensado	431
18.22-	Postensado externo	432
CAPÍTULO 19 - CÁSCARAS Y PLACAS PLEGADAS		435
19.0-	Notación	435
19.1-	Alcance y definiciones.....	435
19.2-	Análisis y diseño.....	438
19.3-	Resistencia de diseño de los materiales	442
19.4-	Armadura de la cáscara.....	442
19.5-	Construcción	446
SEXTA PARTE - CONSIDERACIONES ESPECIALES		
CAPÍTULO 20 - EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES		447
20.0-	Notación	447
20.1-	Evaluación de la resistencia - Generalidades	447
20.2-	Determinación de las dimensiones y propiedades requeridas del material	450
20.3-	Procedimiento para la prueba de carga	451
20.4-	Criterio de carga	452
20.5-	Criterios de aceptación	453
20.6-	Disposiciones para la aceptación de cargas de servicio menores	455
20.7-	Seguridad	455
CAPÍTULO 21 - DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SÍSMICO		457
21.0-	Notación	457
21.1-	Definiciones	460
21.2-	Requisitos generales	463

21.3-	Elementos sometidos a flexión en marcos especiales resistentes a momento	471
21.4-	Elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a marcos especiales resistentes a momento	476
21.5-	Nudos en marcos especiales resistentes a momento	483
21.6-	Muros estructurales especiales de hormigón armado y vigas de acoplamiento	487
21.7-	Diafragmas y enrejados estructurales	497
21.8-	Fundaciones	501
21.9-	Elementos pertenecientes a marcos no dimensionados para resistir fuerzas inducidas por los movimientos sísmicos	505
21.10-	Requisitos para marcos intermedios resistentes a momento	506

SÉPTIMA PARTE - HORMIGÓN SIMPLE ESTRUCTURAL

CAPÍTULO 22 - HORMIGÓN SIMPLE ESTRUCTURAL	511
22.0- Notación	511
22.1- Alcance	512
22.2- Limitaciones	512
22.3- Juntas	514
22.4- Método de diseño	515
22.5- Diseño por resistencia	516
22.6- Muros	519
22.7- Zapatas	521
22.8- Pedestales	523
22.9- Elementos prefabricados	523
22.10- Hormigón simple en estructuras resistentes a sismos	524
REFERENCIAS	525

APÉNDICES

APÉNDICE A - MÉTODO ALTERNATIVO DE DISEÑO	543
APÉNDICE B - DISPOSICIONES UNIFICADAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO Y ELEMENTOS PRETENSADOS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y A COMPRESIÓN	559
APÉNDICE C - FACTORES DE CARGA Y REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA ALTERNATIVOS	573